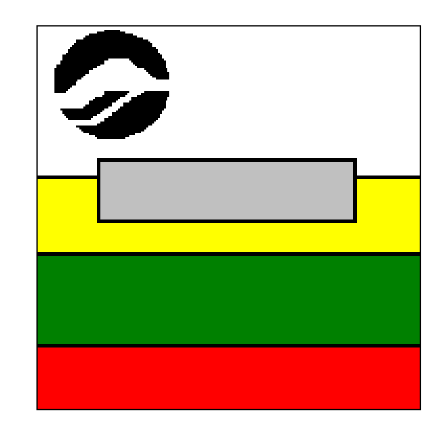


# GEOFOND 2014

## SEMELLES ET REMBLAIS

## PIEUX ET GROUPE DE PIEUX

## COLONNES BALLASTEES
## INCLUSIONS RIGIDES

# MANUEL D'UTILISATION

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| 0 | 01/08/2014 | GFX | EVE/DFS | MFE | |
| Indice | Date | Etabli par | Vérifié par | Approuvé par | Observations |

\\Srvibm2\Document Logiciels GEOS\GEOFOND\GEOFOND_GFX\Manuel Utilisation GeoFond_GFX.docx

| Réf. projet : | Réf. document : | Date : |
|---|---|---|
| - | Manuel Utilisation Geofond 2014 | 01 Août 2014 |






## Table des matières

# COPYRIGHT

Le logiciel GEOFOND, développé par la société GEOS INGENIEURS CONSEILS, est protégé au titre des droits d'auteurs appliqués aux logiciels informatiques.

Toute utilisation sans licence, même partielle, est interdite sans autorisation préalable. Toute reproduction ou imitation des sorties graphiques et fichiers résultats constitue une contrefaçon passible des peines prévues par la loi.

La société GEOS INGENIEURS CONSEILS a fait tout son possible pour fournir un logiciel de qualité, et conforme aux règlementations en vigueur ainsi qu'un manuel complet. Cependant, celle-ci décline toute responsabilité quant à l'utilisation du logiciel GEOFOND et aux réalisations découlant de son utilisation. Dans ce manuel, les données ne sont données qu'à titre d'exemple et ne dispensent pas l'utilisateur de définir les paramètres d'entrés du logiciel GEOFOND.

# AVERTISSEMENT

GEOFOND est un outil pour calculer les contraintes d'un objet simple en application de méthodes de calcul définies. L'objet simple de calcul est défini par l'ingénieur qui retient quelques caractéristiques mécaniques et géométriques et envisage certains phénomènes physiques.

Cet objet simple ne représente pas un objet réel, tel qu'une semelle ou un remblai. Il reste un objet virtuel, permettant à un ingénieur d'évaluer le comportement d'un objet réel.

GEOFOND applique des méthodes de calcul définies à un objet virtuel simple.

Il appartient à l'ingénieur d'apprécier si l'outil de calcul GEOFOND est utilisable pour apprécier le comportement de l'ouvrage :

- L'ingénieur doit définir les phénomènes physiques qu'il prend en compte pour concevoir son ouvrage ; il définit l'objet modèle.
- L'ingénieur doit apprécier si le choix de la méthode de calcul utilisée par GEOFOND est compatible avec l'ouvrage réel.

L'ingénieur choisit l'outil de calcul qui lui paraît adapté. Il opère seul la modélisation de l'objet réel (processus de réduction d'un objet réel à un objet virtuel simple). Il décide seul de prendre en compte le résultat obtenu sur l'objet virtuel simple pour définir le comportement de l'objet réel.

# INTRODUCTION

Le logiciel **GEOFOND** est un logiciel de dimensionnement des fondations qui s'articule autour de deux modules de calculs : le module fondations superficielles et le module fondations profondes.

- **GEOFOND Fondations Superficielles :**

Ce logiciel permet de calculer la capacité portante et les tassements de fondations superficielles, semelles ou remblais par différentes méthodes: celles du Fascicule 62, du DTU.12, de la norme d'application française NF P 94 261, mais aussi les méthodes de Terzaghi & Peck, Peck & Bazaraa, Burland, Schmertmann, Meyerhoff...
Le choix de ces méthodes est fonction du calcul à effectuer et du type d'essais à disposition: pressiomètre, pénétromètre statique ou dynamique, SPT, ou les paramètres mécaniques C, φ et E.

- **GEOFOND Fondations Profondes :**

Le logiciel **GEOFOND** permet également de calculer la capacité portante de fondations profondes en laissant le choix à l'utilisateur parmi les référentiels existants: le Fascicule 62 titre V, le DTU 13.2 et les normes d'application française de l'Eurocode 7, en l'occurrence la norme NF P 94.262. Les tassements sont calculés par la méthode de Frank & Zhao, en fonction du type d'essais à disposition: pressiomètre ou pénétromètre statique.

Un module « groupe de pieux » a été associé aux fondations profondes, il permet de vérifier les déplacements, les efforts et les moments maximums dans un groupe de pieux.

Il permet aussi de calculer la capacité portante et le tassement de sol renforcés par des colonnes ballastées, et ce par différentes méthodes, telles que celles de PRIEBE, COPREC-SOFFONS, FHWA,… Le calcul du tassement de sols renforcés par des inclusions rigides a également été ajouté.

**GEOFOND** offre la possibilité de réaliser des calculs paramétriques, le logiciel effectue des calculs en série et permet de connaître l'influence des différents paramètres du modèle.

**GEOFOND** permet également une approche des capacités portantes et tassements par les méthodes probabilistes, c'est-à-dire non pas sous forme d'une valeur déterministe, mais sous forme d'une distribution gaussienne, afin de pouvoir retenir des valeurs de capacités portantes ou de tassements en fonction d'une probabilité de dépassement.

Ce manuel concerne l'ensemble des modules de GEOFOND, il s'articule en 2 parties principales :

- une partie « **Utilisation du logiciel** » qui décrit pour chaque module les opérations à conduire pour la modélisation et la configuration du calcul,

- une partie « **Considérations théoriques** » qui développe les méthodes utilisées dans les calculs selon les différents référentiels disponibles et les méthodes adaptées.

# UTILISATION DU LOGICIEL

## SPECIFICATIONS **COMMUNES A TOUS MODULES**

## 1. Note

Le logiciel GEOFOND comportant plusieurs modules, cette première section ne concerne que les opérations communes à tous les modules, c'est-à-dire de l'installation du logiciel jusqu'à la saisie des paramètres de sol.

La suite des opérations (saisie des caractéristiques de la fondation et paramètres de calculs) est développée indépendamment dans chacune des parties spécifiques suivantes :

- GEOFOND - Fondations superficielles,
- GEOFOND Fondation Profondes– Pieux et groupe de Pieux,
- GEOFOND Fondation Profondes – Colonnes ballastées et Inclusions rigides.

## 1. Installation

### 1.1 Configuration minimale

Le logiciel GEOFOND fonctionne sous les systèmes d'exploitation Microsoft XP, Vista, 7, 8.

### 1.2 Installation du logiciel

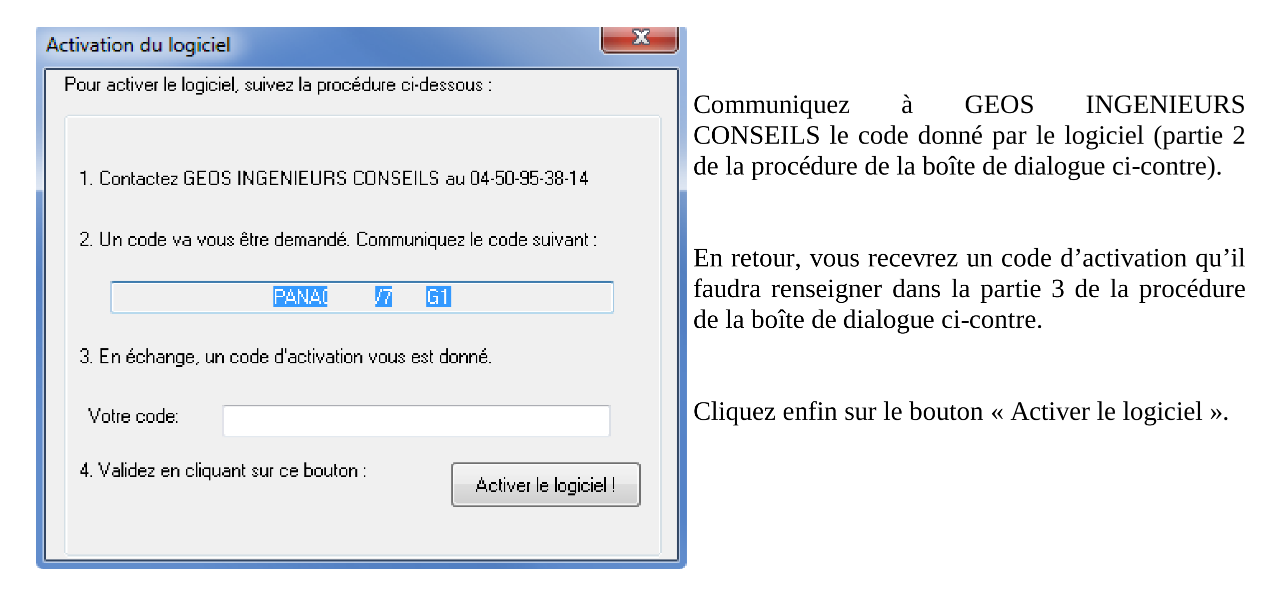
Quelle que soit la version vous vous voulez installer, il est nécessaire, et notamment sous Windows Vista, 7 et 8, d'être administrateur du poste sur lequel vous installez GEOFOND.

#### *1.2.1 Version d'évaluation*

La version d'évaluation est une version limitée dans le temps et protégée par un code d'activation pour laquelle toutes les fonctionnalités du logiciel sont utilisables.

Un lien d'installation vous a été envoyé par GEOS INGENIEURS CONSEILS. Cliquez sur celui-ci pour télécharger le fichier d'installation. Une fois les fichiers d'installation décompressés, cliquez sur le fichier « setup.exe ». Suivez ensuite les différentes étapes de l'assistant d'installation du logiciel.

Au premier lancement du logiciel qu'il faut faire en tant qu'administrateur (cf. paragraphe 1.2.4), la fenêtre suivante apparaît :




Communiquez à GEOS INGENIEURS CONSEILS le code donné par le logiciel (partie 2 de la procédure de la boîte de dialogue ci-contre).

En retour, vous recevrez un code d'activation qu'il faudra renseigner dans la partie 3 de la procédure de la boîte de dialogue ci-contre.

Cliquez enfin sur le bouton « Activer le logiciel ».

Une nouvelle boîte de dialogue apparaît, vous confirmant que l'activation du logiciel s'est bien déroulée et vous donnant la date jusqu'à laquelle le logiciel est actif. Il suffit alors de relancer l'application pour pouvoir l'utiliser.

### 1.2.2 *Version intégrale*

Il est nécessaire de désinstaller toutes les versions de GEOFOND présentes sur le poste avant d'installer une version intégrale du logiciel.

Quel que soit le type de protection, l'installation du logiciel se fait de la manière suivante :

- Exécuter le fichier « Setup.exe » situé sur le CD ROM fourni ou téléchargé depuis le lien envoyé par GEOS INGENIEURS CONSEILS (en décompressant le dossier téléchargé) ;
- Suivez les différentes étapes de l'assistant d'installation du logiciel.
- Une fois l'installation terminée, exécutez le raccourci « GEOFOND.exe »

A la première exécution, il faut indiquer au logiciel le type de protection auquel il est soumis : par code, par clé ou par serveur.

#### 1.2.2.1 *Version protégée par code*

L'activation de la version protégée par code est identique à celle de la version d'évaluation. Ce type de protection est généralement utilisé comme moyen d'utiliser pleinement le logiciel pendant une période temporaire.

#### 1.2.2.2 *Version protégée par clé*

Il s'agit du mode de protection le plus courant. Insérez la clé de protection fournie avec le CD ROM dans un port USB.

Pour que la clé soit reconnue, il est nécessaire d'installer le programme Sentinel disponible sur le CD-ROM.

#### 1.2.2.3 *Version serveur*

La version serveur permet de partager plusieurs licences d'un logiciel via un serveur sans avoir besoin de clé de protection sur chaque poste.
Avant d'exécuter GEOFOND en version serveur, il faut installer et configurer le logiciel GEOSERVEUR selon le manuel fourni avec ce logiciel.





### 1.2.3 *Modification du système de protection*

Dans la version intégrale, il est possible de modifier le système de protection :

- soit en cliquant sur le bouton « **Changer** » disponible depuis le sous-menu « **A propos de GEOFOND…** » du menu « **?** » du logiciel ou du bouton ? de la barre de raccourcis ;
- soit en supprimant le fichier « mode.geo » présent :
  - dans le répertoire caché « C:\ProgramData\GEOS\GEOFOND » pour les systèmes d'exploitation type Windows Vista, 7 et 8 ;
  - dans le répertoire caché « C:\Documents and Settings\All Users\Application Data\GEOS\GEOFOND » pour les systèmes d'exploitation type Windows XP.

Il suffit ensuite de relancer le logiciel pour pouvoir choisir le nouveau type de protection.

### 1.2.4 *Problèmes liés aux droits d'administration*

Sous les systèmes d'exploitation Windows Vista, 7 et 8, si vous n'installez pas GEOFOND en tant qu'administrateur, il se peut que le logiciel ne fonctionne pas correctement. La clé (s'il s'agit de ce mode de protection) n'est pas reconnue et il est impossible de sélectionner le mode de protection.

Pour remédier à ce problème, il faut donner les droits à tous les utilisateurs sur le répertoire d'installation de tous les logiciels GEOS :

- Faites un clic droit sur le répertoire d'installation des logiciels GEOS (c:\Program Files\GEOS) ;
- Choisissez « Propriétés » ;
- Cliquez sur l'onglet « Sécurité », puis sur « Modifier » ;
- Ajoutez un nouvel utilisateur en cliquant sur le bouton « Ajouter » ;
- Dans la zone de texte qui apparaît, écrivez « tout le monde » en respectant la casse ;
- Cliquez sur « Valider » ;
- Sélectionnez ensuite « Contrôle total » ;
- Validez toutes les fenêtres ouvertes en cliquant sur « OK ».

En outre, lors de l'activation du logiciel par code (en version d'évaluation ou en version intégrale), il faut exécuter le logiciel « en tant qu'administrateur » même si l'utilisateur est administrateur. Pour cela :

- Faites un clic droit sur l'application « GEOFOND.exe » se trouvant dans le répertoire d'installation du logiciel (par défaut : c:\Program Files\GEOS\GEOFOND)
- Cliquer sur « Exécuter en tant qu'administrateur ».

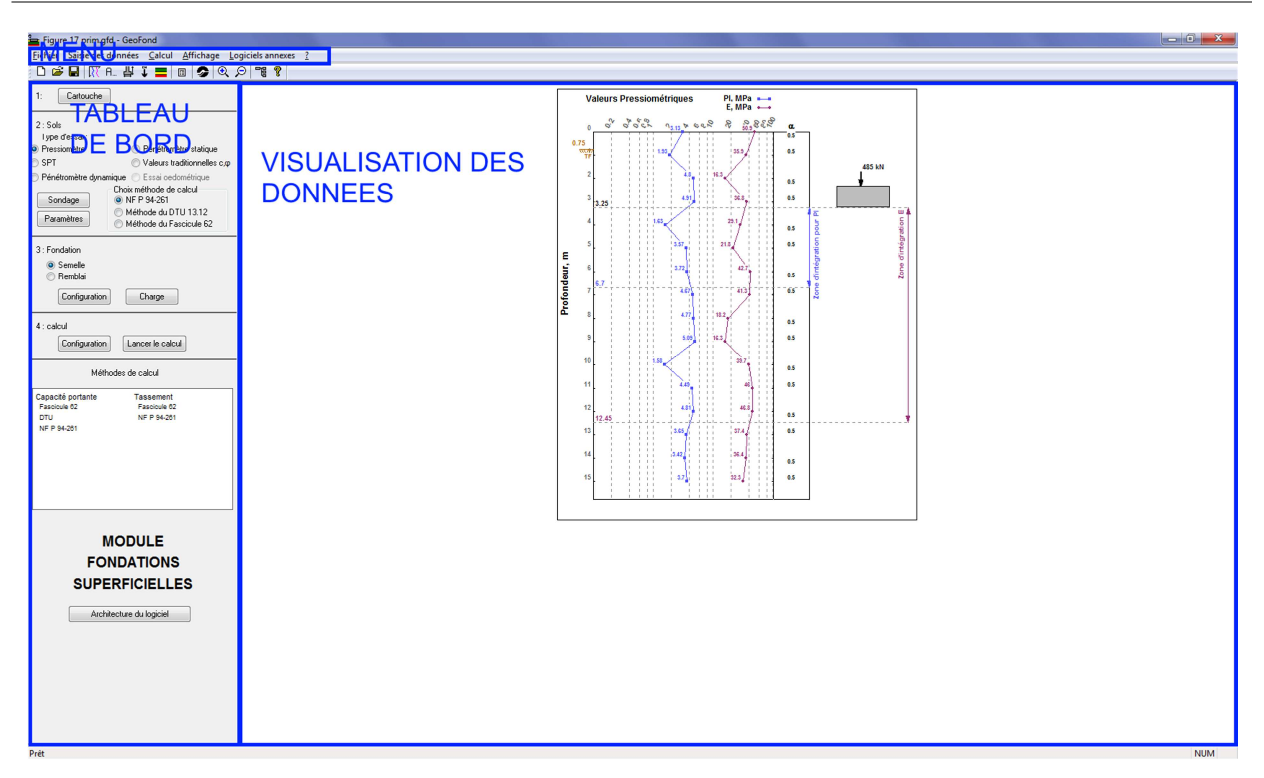
# 2. Préparation des données

## 2.1 L'interface de saisie

L'interface de saisie de GEOFOND se décompose en 4 parties, la barre de menus, la barre d'outils, le tableau de bord, et l'écran de visualisation des données.



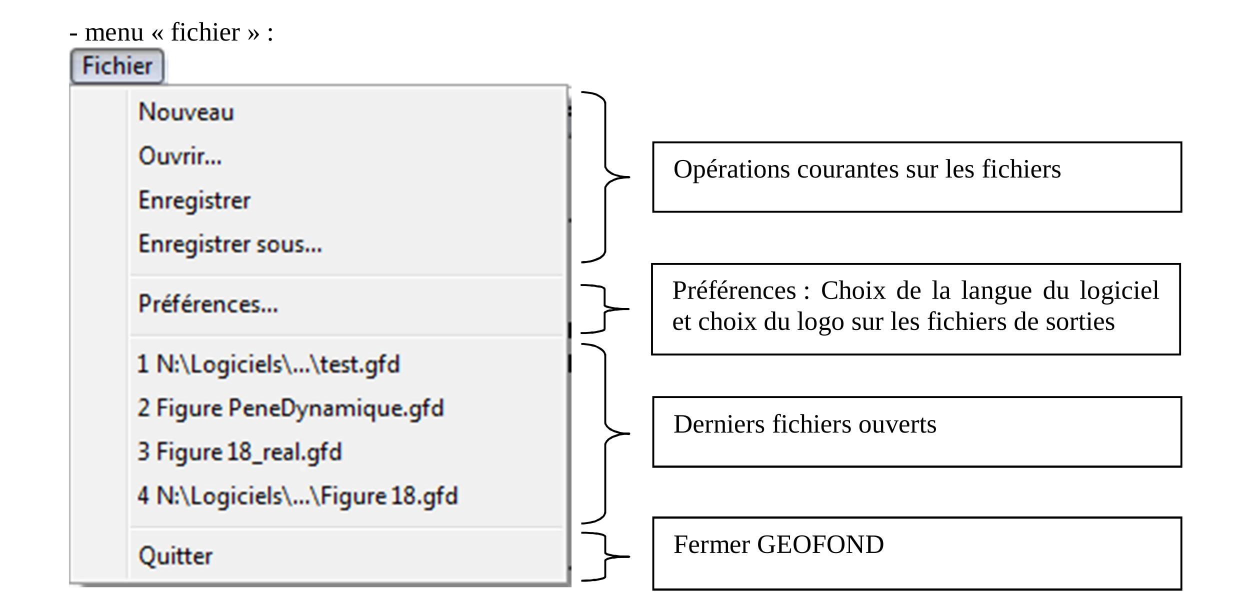




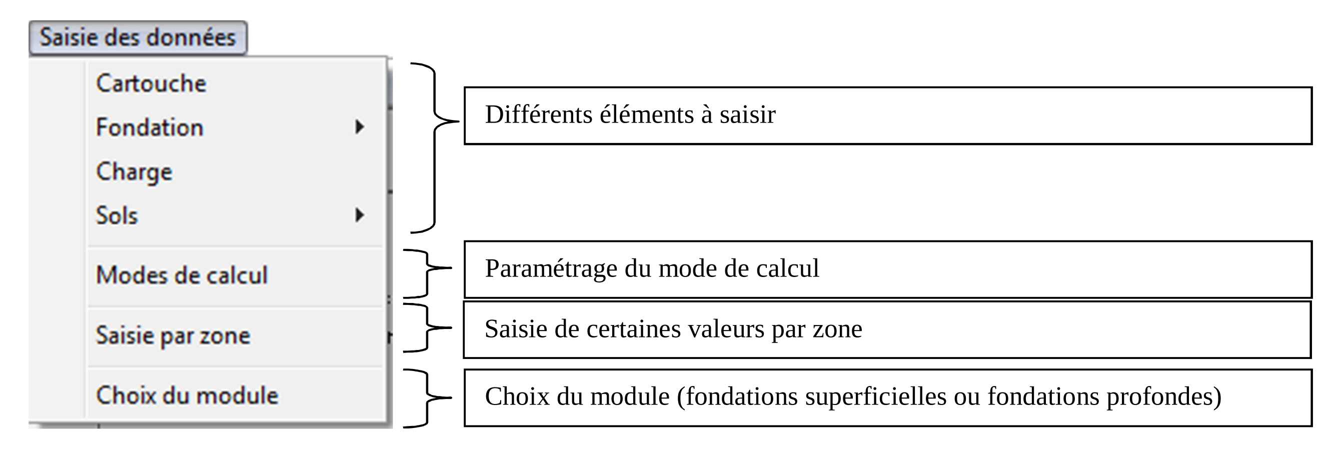

## 2.1.1 La barre de menus

Fichier Saisie des données Calcul Affichage Logiciels annexes ?

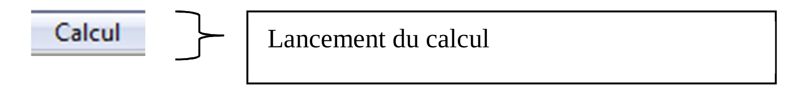
- menu « fichier » :



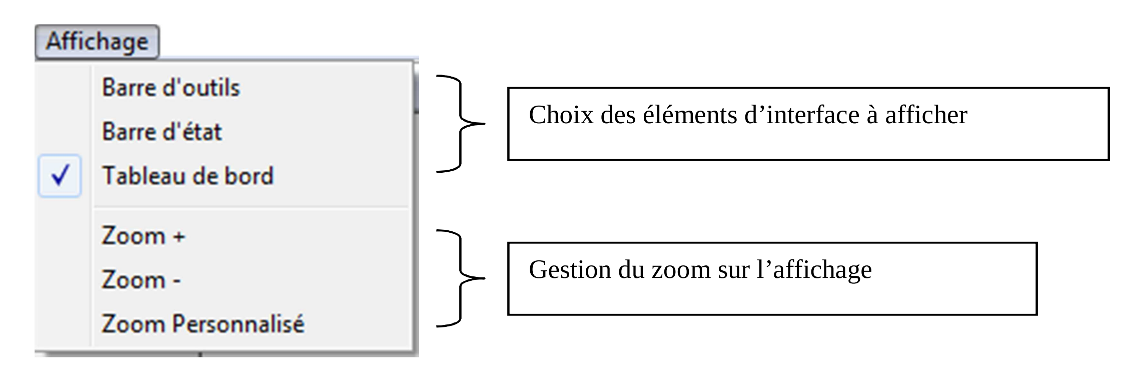
- menu « saisie des données » :



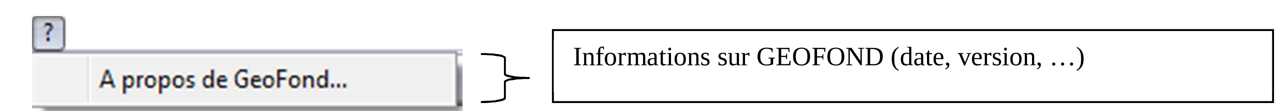

- menu « calcul » :




- menu « Affichage » :

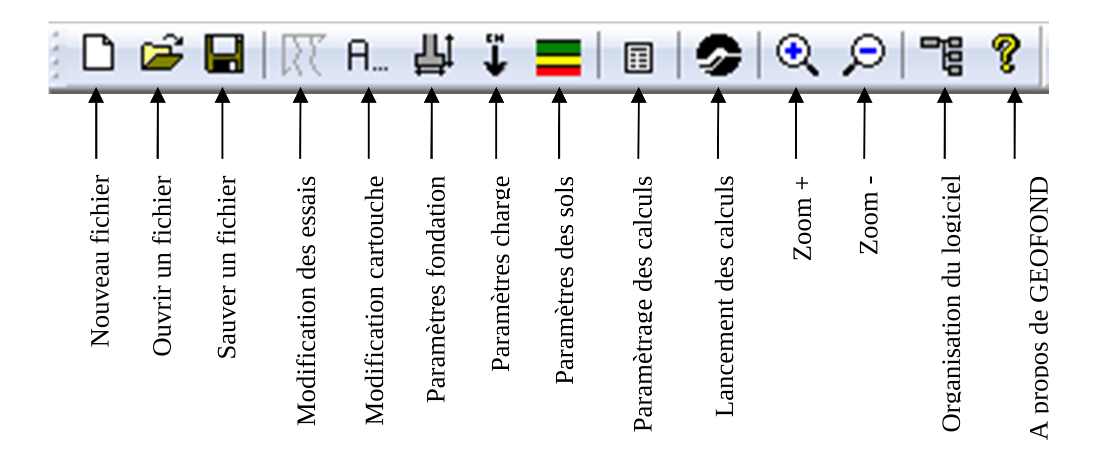



- menu « ? » :



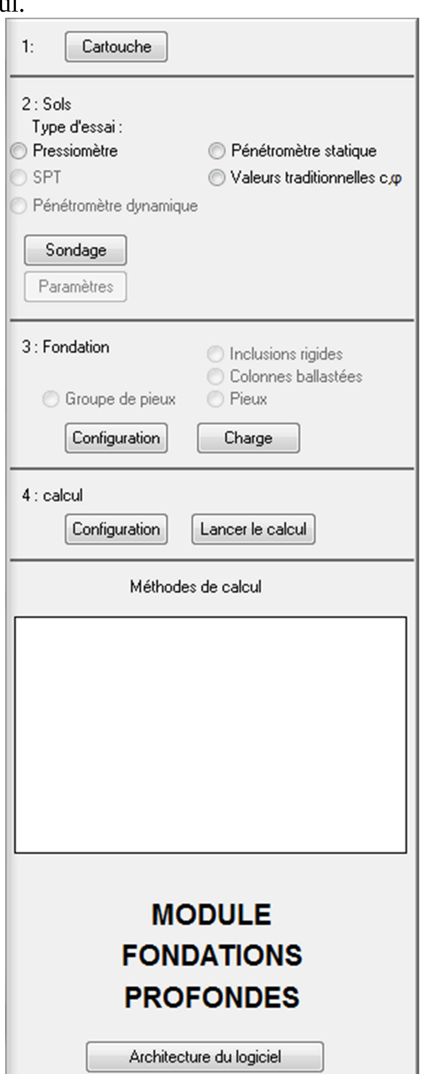

### 2.1.2 La barre d'outils

Cette barre présente divers raccourcis vers les éléments de la barre de menus :



### 2.1.3 *Le tableau de bord*

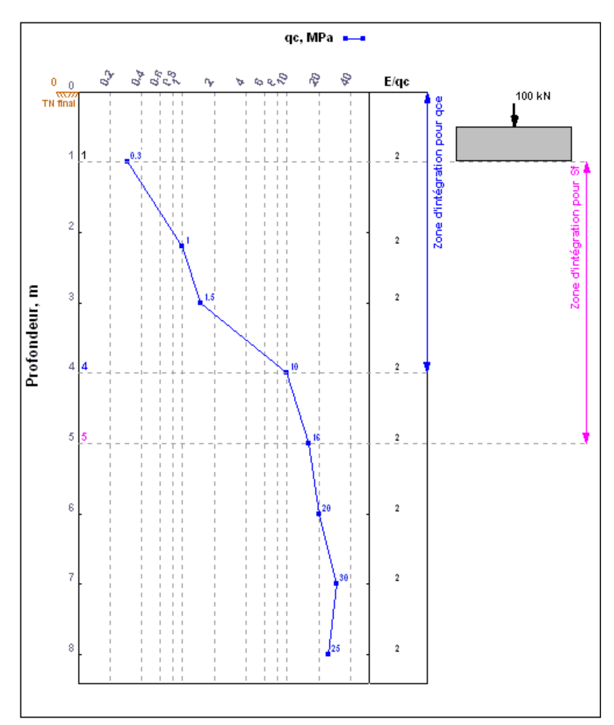
Cet élément de l'interface permet de vous guider à travers les différentes étapes de création d'un fichier de calcul.

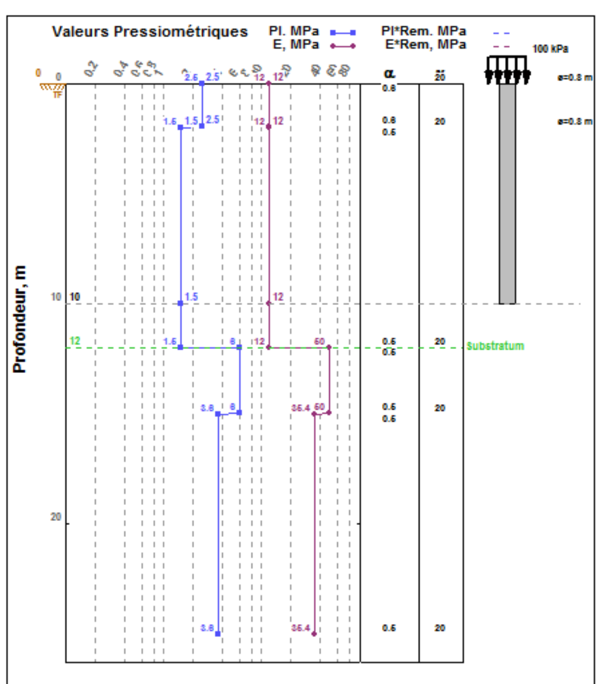



Suivre les étapes indiquées permet de s'assurer que l'on n'a rien oublié lors de la saisie du problème.

### 2.1.4 *Visualisation des données*

Cette partie de l'interface présente un récapitulatif des données saisies (cf figure suivante).



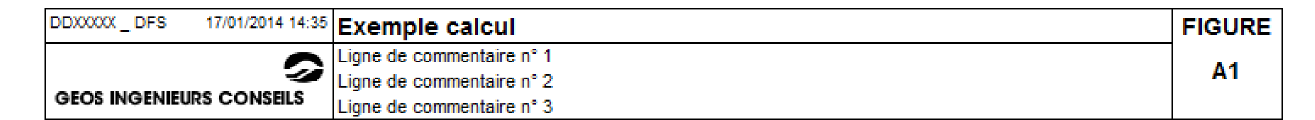




Sur ce diagramme sont représentées les valeurs des essais saisies, et la fondation. Cliquez directement sur les points du diagramme, ou sur la fondation, pour accéder directement à une boîte de dialogue où les différents paramètres peuvent être modifiés.
Si l'ensemble de ce diagramme récapitulatif n'apparaît pas, par exemple si vous avez beaucoup zoomé ou si la résolution de votre moniteur est insuffisante, vous pouvez déplacer cet élément en maintenant le bouton droit de la souris enfoncé.

## 2.2 Saisie du cartouche

Saisissez dans cette fenêtre les diverses informations qui figureront dans le cartouche, tout en bas de la fenêtre de résultats.

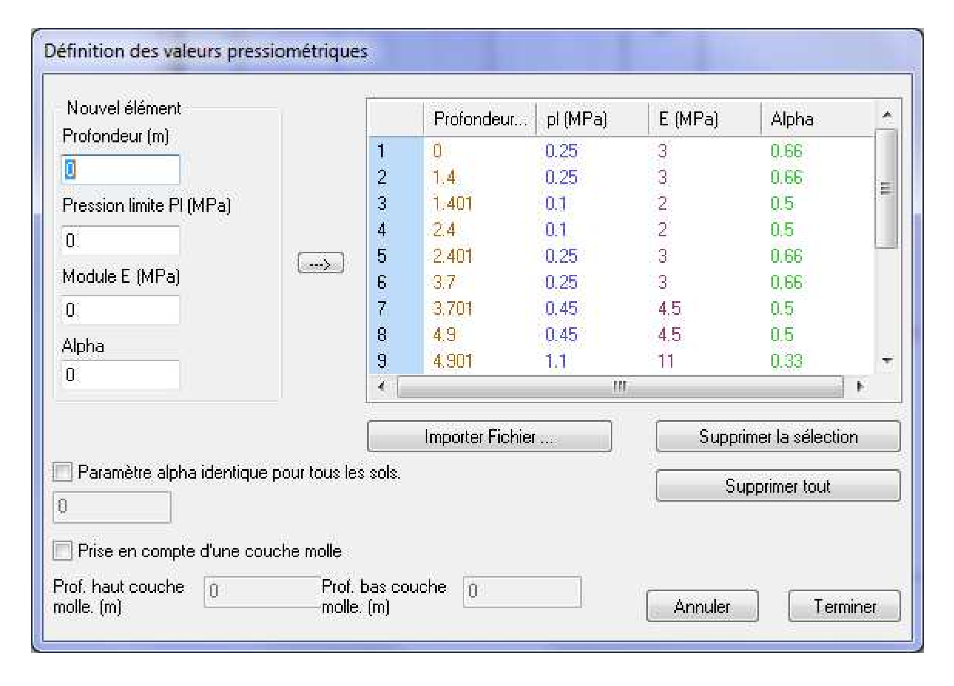


## 2.3 Les sondages

### 2.3.1 *Saisie des données*

Cette boîte de dialogue permet de saisir les résultats des différents essais in situ réalisés. Même si l'allure de cette boîte peut être sensiblement différente suivant les options choisies, la manière de saisir reste identique.




Le cadre « Nouvel élément » permet de saisir les données concernant une profondeur donnée.

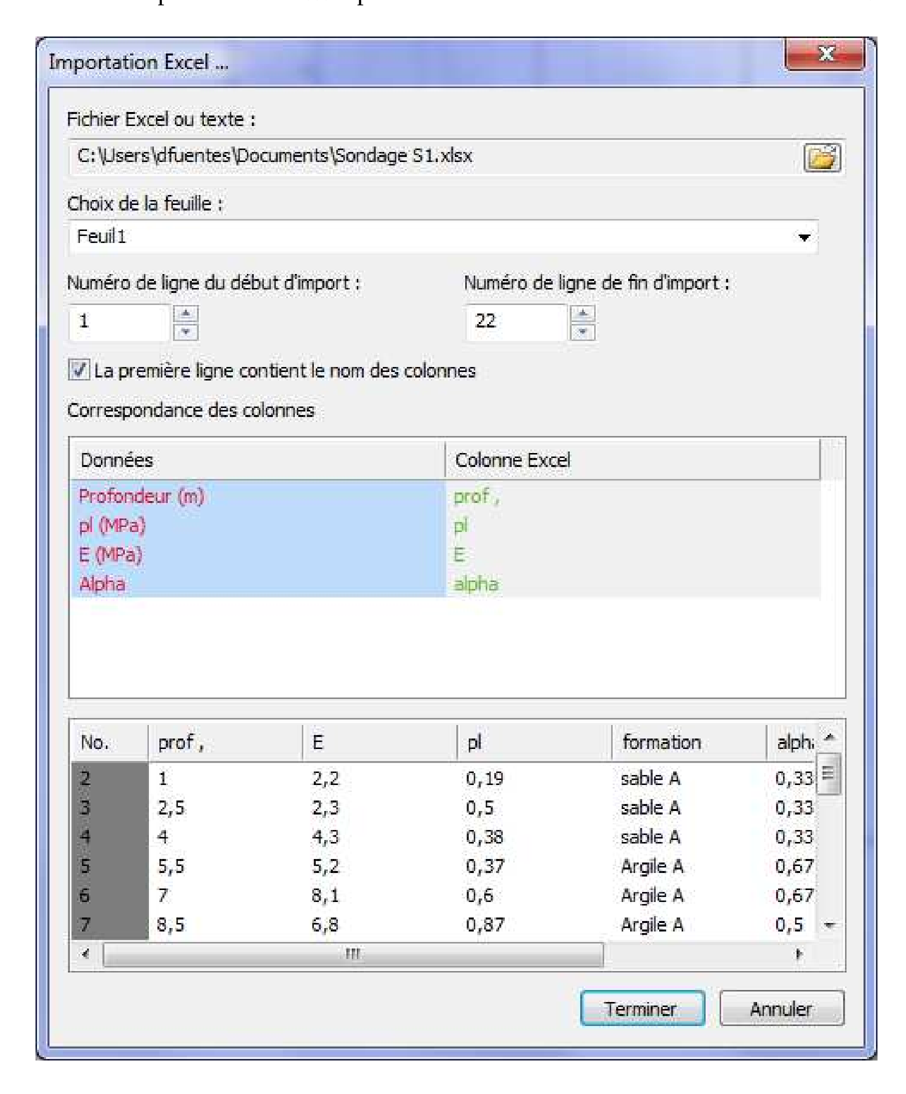
- appuyez sur la touche « Entrée » pour passer d'un cadre de saisie au suivant ;
- sur le dernier cadre, une pression sur « Entrée » fait passer le curseur sur la touche « → » ;
- un dernier appui sur « Entrée » permet d'ajouter l'élément à la liste des éléments déjà saisis.

Un simple clic sur une valeur dans le tableau, permet de la modifier.
Il est ensuite possible de « naviguer » dans cette liste en utilisant les touches directionnelles, la touche « entrée » ou la touche « tabulation ».
La navigation sur la dernière ligne ajoutera automatiquement un nouvel élément reprenant les valeurs de la ligne précédente.

Ce mode de saisie est identique pour les deux modules de calcul (fondations superficielles et fondations profondes). Les paramètres à saisir et les options de calcul varient en fonction des spécificités propres aux différents types de fondations. Ces spécificités sont décrites dans les sections correspondantes dans la suite de ce manuel.

## 1.2.5 *Importation de fichier Excel ou fichier texte*

Au lieu d'être saisies manuellement, les données de sondage peuvent être directement importées dans GEOFOND. Le bouton « Importer Fichier… » permet d'accéder à la fenêtre de saisie suivante :




Les cadres successifs permettent de sélectionner, dans l'ordre :

- le fichier (Excel ou Texte : .csv, .txt, etc.), pour cela cliquez sur l'icône « Parcourir » ;
- la feuille concernée (liste déroulante) si le fichier d'import est un fichier Excel ;
- les premières et dernières lignes et les colonnes à importer ;
- la correspondance entre les colonnes du fichier et les données à importer.

Dans le cas où le fichier contient des titres en tête de colonnes, la case « La première ligne contient le nom des colonnes » doit être cochée.
La fenêtre permet de visualiser les éléments sélectionnés pour vérification avant de poursuivre la saisie.

# GEOFOND - FONDATIONS SUPERFICIELLES

## 1. Introduction

Le logiciel GEOFOND- Fondations Superficielles permet de calculer la capacité portante et les tassements de fondations superficielles, semelles ou remblais, selon 3 référentiels:

- Fascicule 62 titre V,
- DTU 13.2,
- Norme NF P 94.261 (Eurocode 7),

Ils sont associés suivant les calculs aux différentes méthodes adaptées (Terzaghi & Peck, Peck & Bazaraa, Burland, Schmertmann, Meyerhoff...)

Selon les données d'entrée disponibles, ce module offre le choix d'utiliser :

- la méthode pressiométrique,
- la méthode œdométrique,
- l'essai au pénétromètre statique,
- l'essai au pénétromètre dynamique
- l'essai SPT,
- les essais en laboratoire.

GEOFOND- Fondations Superficielles permet de réaliser des calculs paramétriques : tassements pour différentes largeurs de semelle, etc…

GEOFOND- Fondations Superficielles permet également une approche des capacités portantes et tassements par les méthodes probabilistes, c'est-à-dire non pas sous forme d'une valeur déterministe, mais sous forme d'une distribution, afin de pouvoir retenir des valeurs de capacités portantes ou de tassements en fonction d'une probabilité de dépassement.



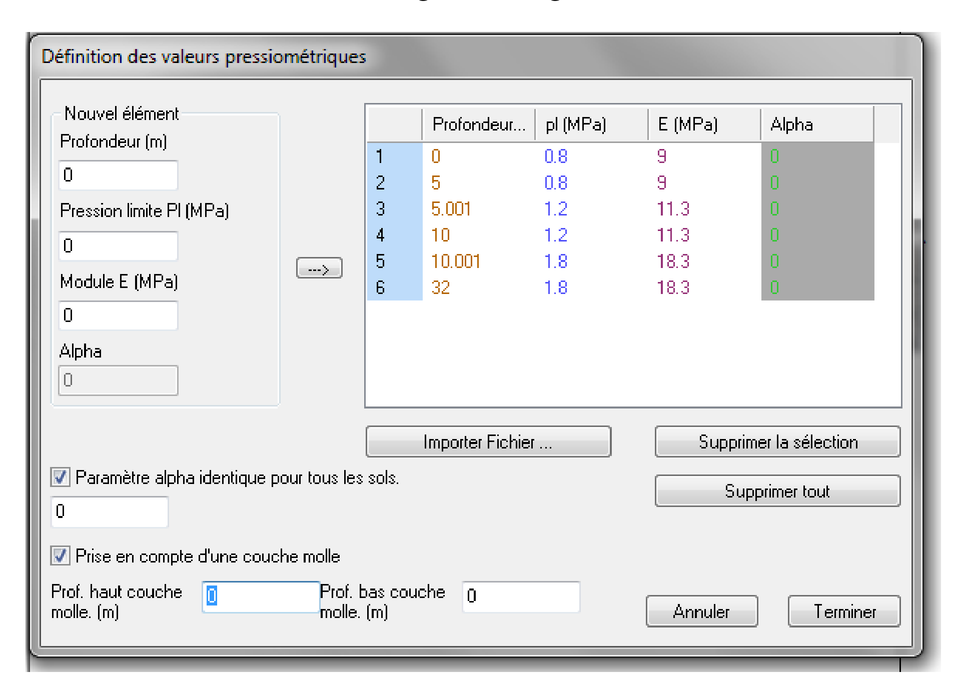


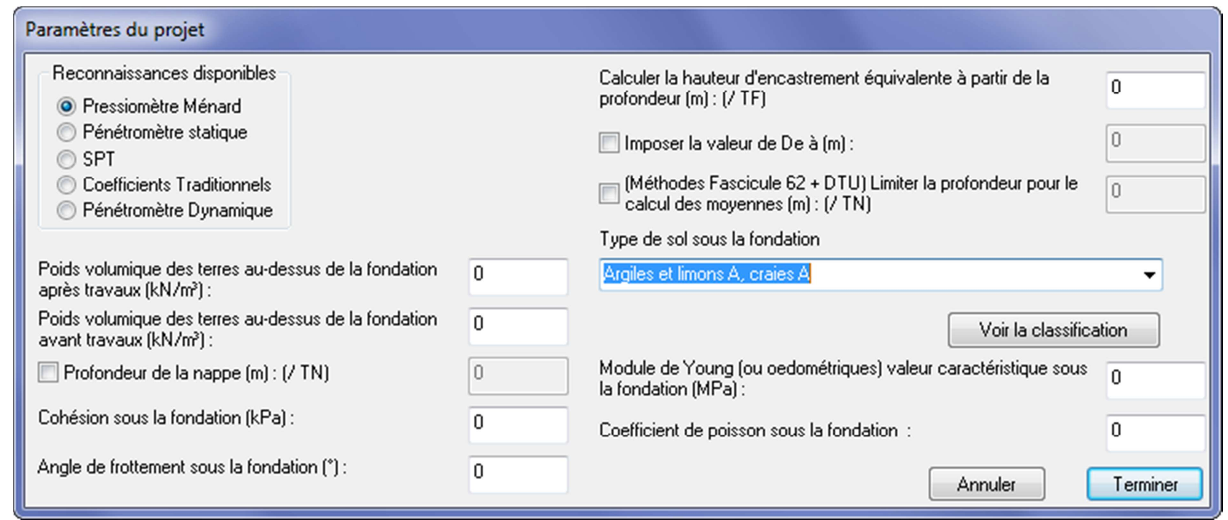
# 2. Saisie des données

## 2.1 Les sols

Pour la saisie des caractéristiques des sols, se référer également au paragraphe 3.3 de la section précédente (Section « Spécifications communes à tous les modules »).

Le module fondations superficielles présente quelques spécificités, notamment la prise en compte possible d'une couche molle pour le calcul du tassement (calcul séparé pour cette couche) selon le Fascicule 62 et NF P 94-261. Indiquez les valeurs d'essais dans la boîte de dialogue « Sondage ».



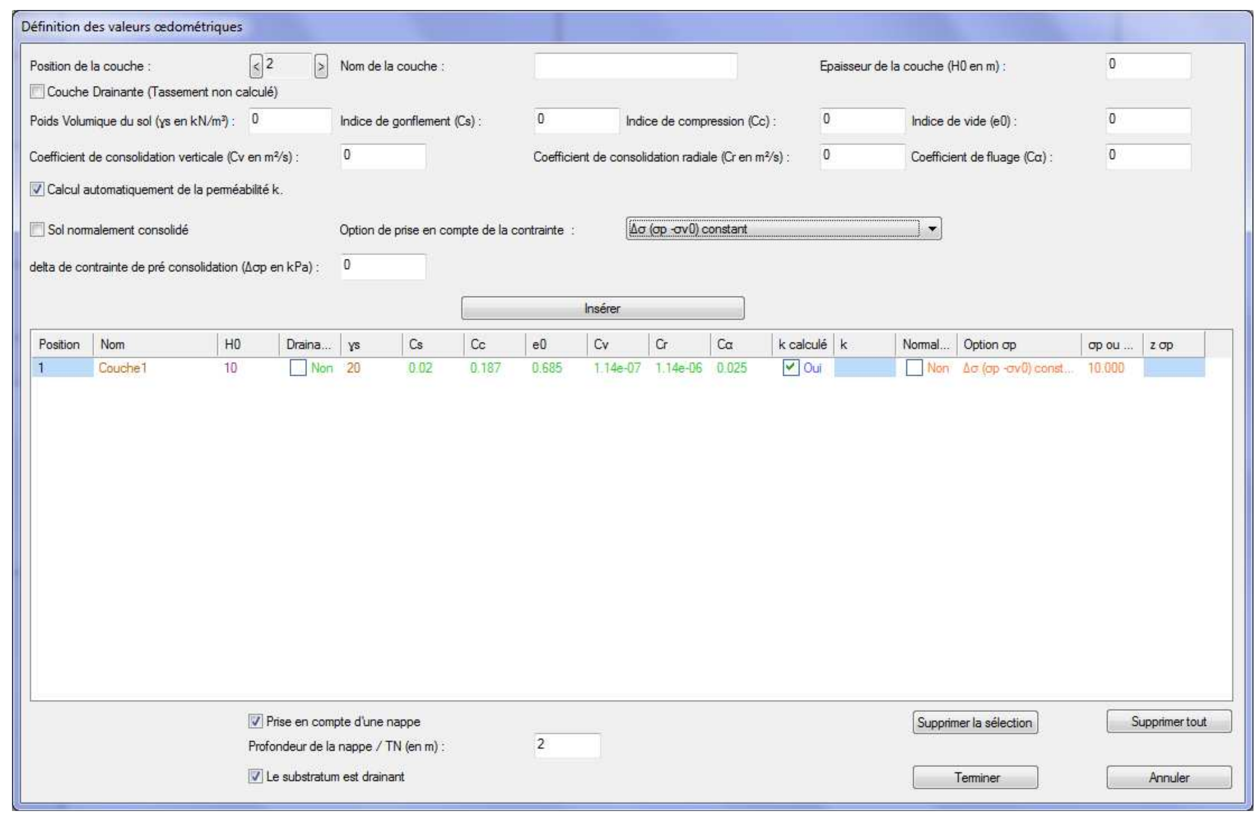

Dans la boîte de dialogue « Paramètres », Il est possible de saisir :

- le poids volumique des terres au-dessus de la fondation avant et après travaux, si vous désirez prendre en compte respectivement les calculs de σ'0 et de q'0 ;
- l'effet d'une nappe, en cochant la case près de « Profondeur de la nappe (m) : » ;
- le limite de profondeur pour le calcul des caractéristiques mécaniques moyennes ;
- la profondeur à partir de laquelle vous voulez commencer le calcul de la profondeur d'encastrement équivalente. Cela permet de négliger l'influence de couche très molle en surface (par défaut la valeur est égale à 0) ;
- la cohésion et l'angle de frottement sous la fondation afin de calculer de vérifier le glissement sous la fondation. Ces valeurs sont aussi utilisées pour le calcul de $i_\delta$ et $i_\beta$ dans le cas de la norme NF P 94-261 ;

- le module de Young et le coefficient de poisson sous la fondation, cela permettra de calculer les coefficients de raideur (horizontale, verticale et de rotation) de la fondation selon l'annexe I de la norme NF P 94-261.
- choisir le type de sol parmi ceux proposés. En appuyant sur le bouton « Voir la classification », un tableau récapitulatif vous aidera dans ce choix.

Pour le dimensionnement de remblais, GEOFOND Fondations Superficielles permet aussi de conduire un calcul selon la méthode œdométrique.
Dans ce cas, il faut saisir dans la fenêtre de saisie suivante :

- l'épaisseur des couches de sols ;
- éventuellement un nom à la couche de sol ;
- les caractéristiques œdométriques ($C_s$, $C_c$, $e_0$, $C_v$, $C_r$ et $C_\alpha$) ;
- le coefficient de perméabilité (k), celui-ci peut être calculé automatiquement par le logiciel. Il permet de prendre ne compte la perméabilité entre les différentes couches pour le calcul de consolidation.
- si le sol est sur-consolidé ou normalement consolidé ;
- Si le sol est sur consolidé, il faut choisir l'option de prise en compte de la contrainte de pré-consolidation :
  - la contrainte de pré consolidation est constante ;
  - la différence entre contrainte verticale et contrainte de pré consolidation est constante ;
  - le quotient entre contrainte verticale et contrainte de pré-consolidation (définissant l'OCR) est constant ;



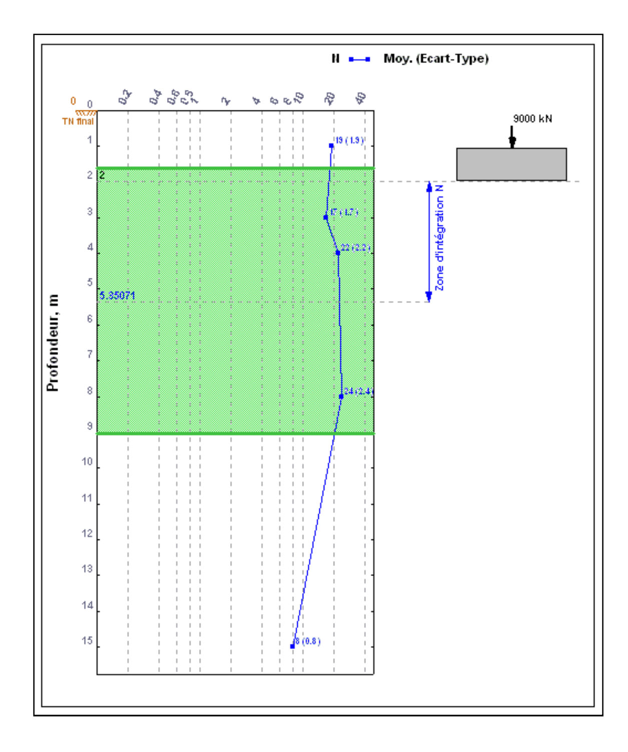

-
-
-

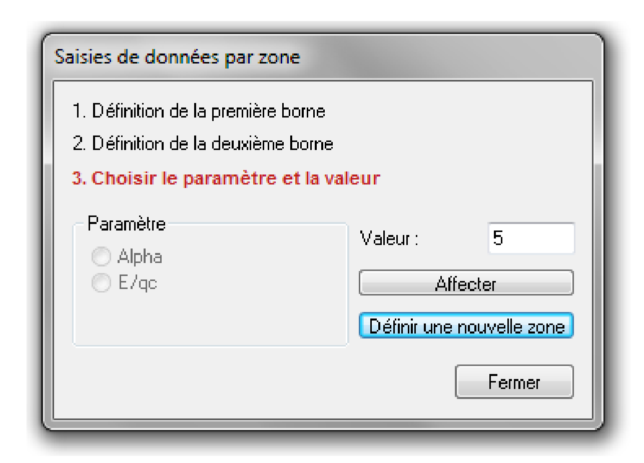




## 2.1 Saisie par zone

Afin de saisir ou modifier rapidement un grand nombre de valeurs, il est possible d'effectuer une saisie par zone. Pour cela, choisissez le menu « Saisie des données → Saisie par zone ».



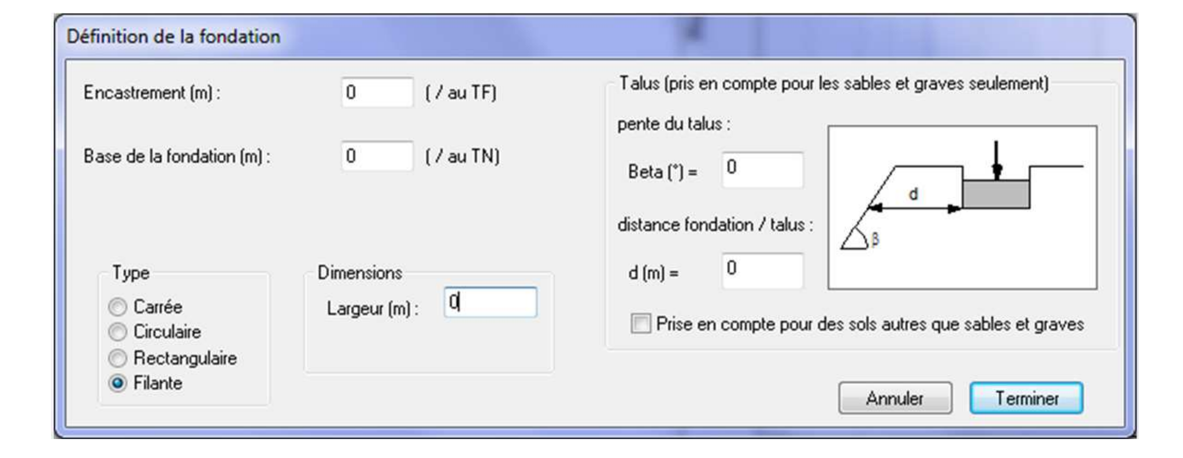

La boîte de dialogue qui apparaît alors vous guide dans cette saisie. Cliquez une première fois dans le graphe pour définir une première borne. Cliquez une seconde fois pour définir la deuxième borne. La zone alors sélectionnée est surlignée en vert. Choisissez le paramètre pour lequel vous voulez modifier la valeur, et indiquer la valeur à lui donner.
Appuyez finalement sur le bouton « Affecter » pour donner au paramètre de tous les points de la zone la valeur voulue.
Appuyer sur « Définir une nouvelle zone » pour recommencer la saisie des bornes.

## 2.2 La fondation

Choisissez le type de fondation sur le tableau de bord, ou dans le menu « Saisie des données → Fondation ». Les options disponibles peuvent changer en fonction du type d'essai et du mode de calcul choisi.

### *2.2.1 Semelle*

Définissez dans cette fenêtre la géométrie de la semelle et du talus.







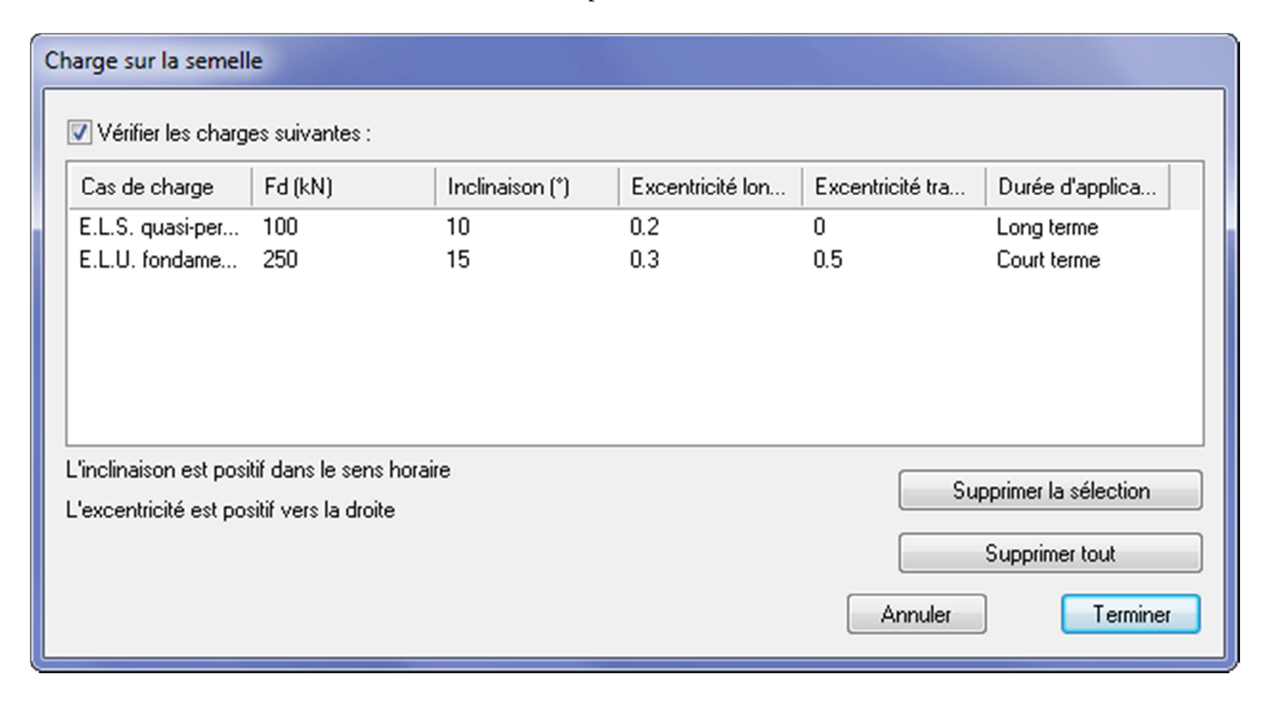

## 2.2.2 Charge

Dans la fenêtre suivante, vous pouvez définir les paramètres de charge pour une semelle.

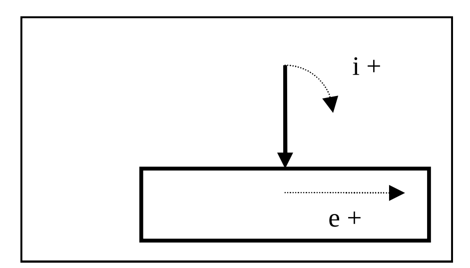
GEOFOND Fondations Superficielles permet également de prendre en compte éventuellement :

- l'inclinaison de la charge;
- l'excentricité (longitudinale ou transversale) de la charge;
- le type de charge (ELU, ELS …)
- la durée d'application.

La saisie des données dans le tableau se fait comme pour la saisie des données des essais.

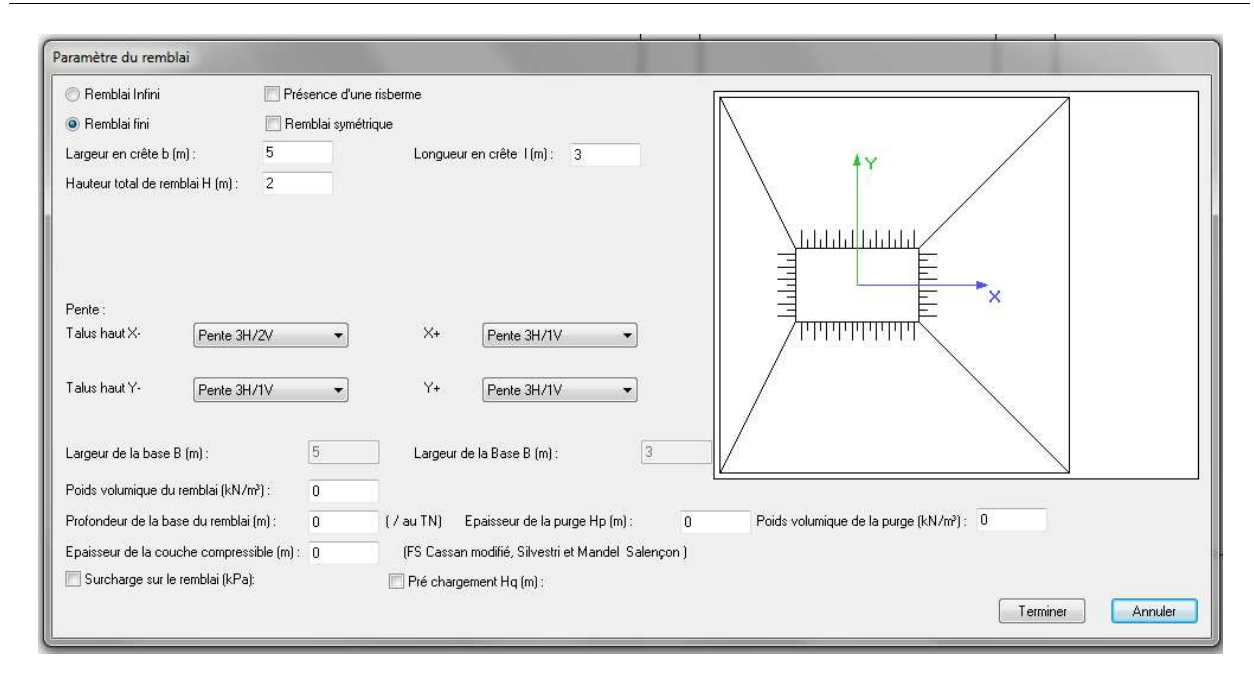



Les conventions de signes sont les suivantes :




## 2.2.3 Remblai

La sélection du type de fondation « remblai » dans le tableau de bord ou dans le menu « Saisie de données » donne accès à la fenêtre de saisie suivante :




Celle-ci permet de configurer la géométrie et les caractéristiques du remblai avec plusieurs options, ainsi il est possible de modéliser un remblai:

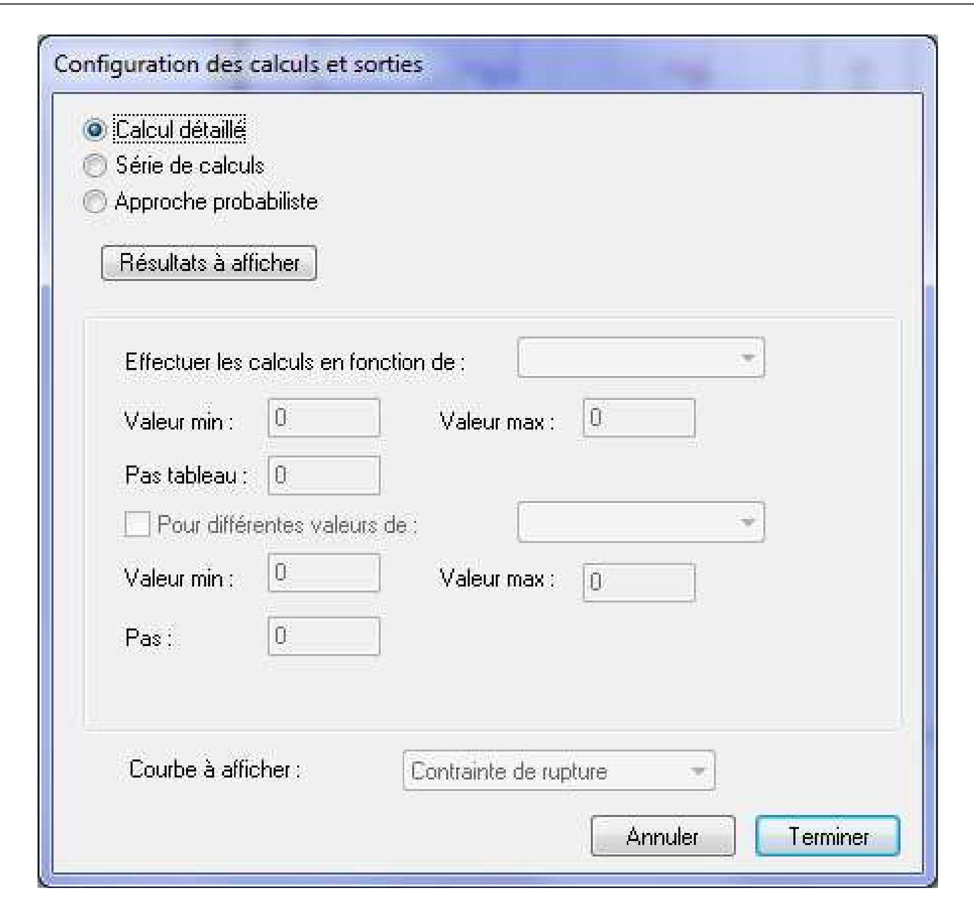
- fini ou infini,
- présentant une risberme : dans ce cas s'affichent les options de configuration de la risberme (largeur et hauteur),
- dissymétrique : dans ce cas s'affiche les options de configuration des pentes (en X+, X-, Y+ et Y- selon un repère fixé au centre du sommet du remblai).

Le logiciel offre également la possibilité de prendre en compte une surcharge sur le remblai ou un pré chargement.

# 3. Préparation des calculs

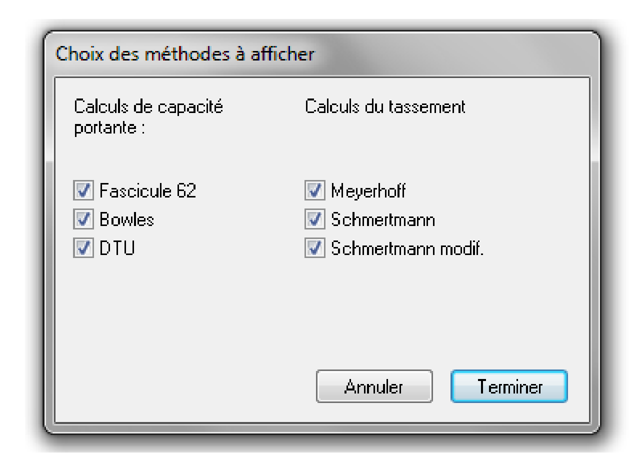
Vous avez en général le choix entre trois modes de calcul : calcul unique détaillé, série de calculs et calcul probabiliste. Ce choix peut-être restreint en fonction des méthodes choisies.
Ce choix, ainsi que la configuration appropriée, s'effectue dans la fenêtre suivante.






## 3.1 Calcul détaillé.

Il s'agit du mode de calcul par défaut. Il n'y a aucun paramètre supplémentaire à configurer dans ce cas.
Vous pouvez choisir de ne pas afficher tous les résultats calculés sur la feuille de sortie (cf. partie 5), en cliquant sur le bouton « Résultats à afficher », et en décochant les cases appropriées dans la fenêtre qui apparaît.




## 3.2 Série de calculs.

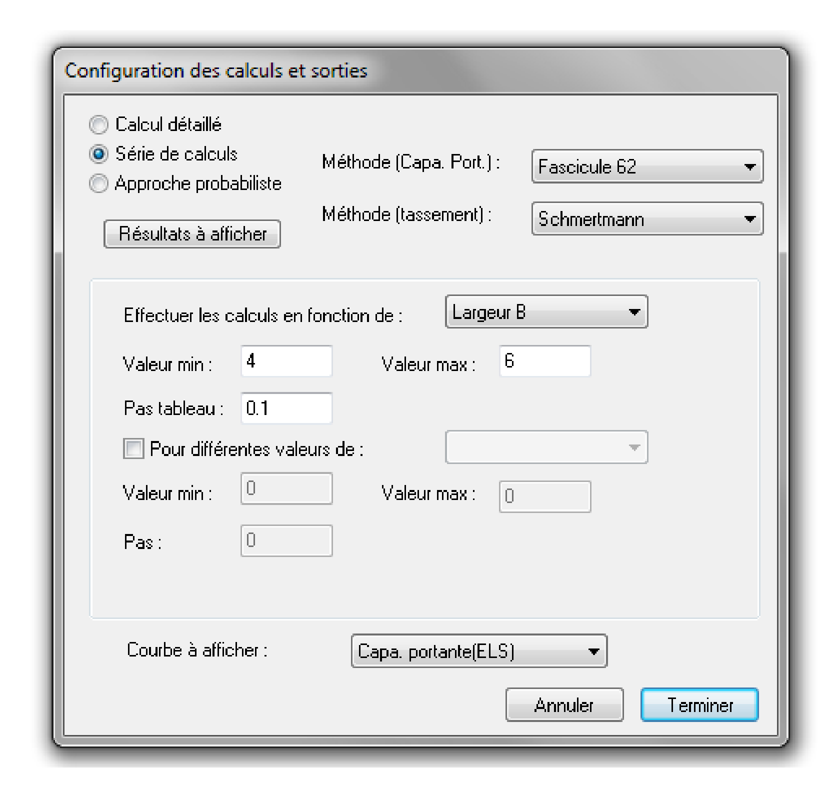
Ce mode permet d'effectuer toute une série de calcul, en fonction de un ou deux paramètres. Les différents résultats de capacité portante et de tassements seront ensuite présentés sous forme de courbes et sous forme de tableau.

Choisissez dans le cadre présenté ci-dessous le ou les paramètres pour lesquels vous voulez effectuer les calculs. Pour chacun d'entre eux, définissez une valeur minimum et une valeur maximum ainsi que le pas. La fenêtre de saisie permet également de choisir la méthode de calcul à utiliser (menus déroulants) pour la capacité portante et le calcul des tassements.





La capacité portante et le tassement seront représentés sur un graphique et sur un tableau en fonction du premier paramètre, pour chaque valeur du second. Pour des raisons de lisibilité des résultats, il est préférable d'éviter d'avoir plus d'une dizaine de valeurs pour ce paramètre.




En fonction du type de repérage choisi, diverses méthodes peuvent être choisies pour le calcul de la capacité portante et/ou du tassement.

Pour le calcul de la capacité portante, il est possible de représenter trois courbes différentes (la capacité portante à l'ELU, celle à l'ELS, ou la contrainte de rupture). Choisissez-en une dans la liste déroulante.

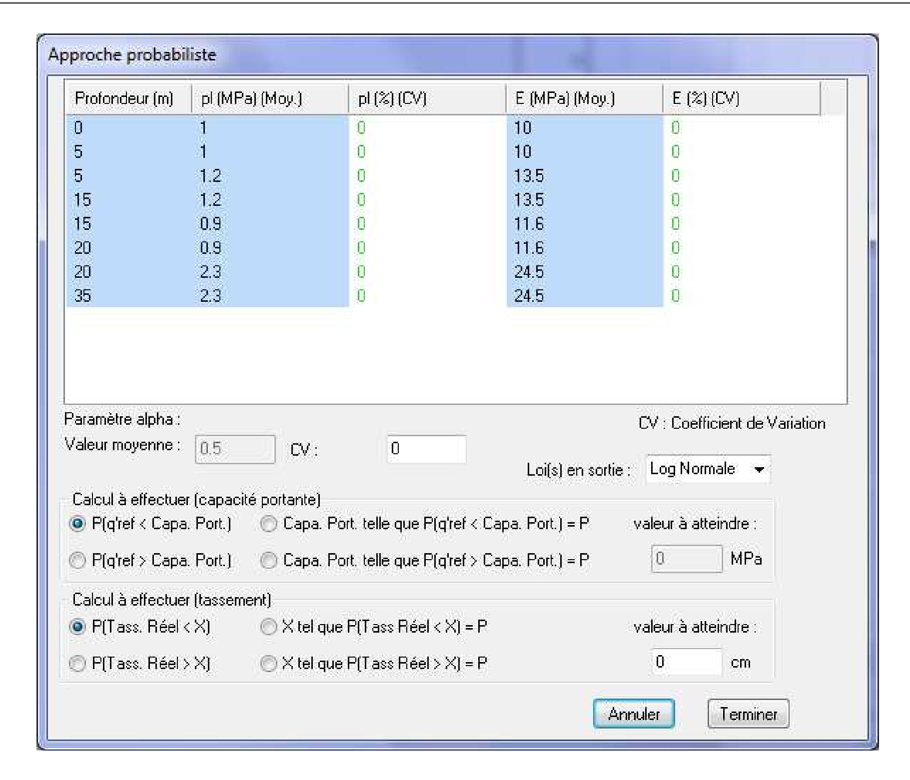
*Note importante :*
*Lorsque vous réalisez des calculs en fonction de l'encastrement D, saisissez toutes vos autres données pour la valeur minimum de ce paramètre. Les données corrélées à ce paramètre (notamment la profondeur de la base et l'encastrement dans la formation porteuse) seront incrémentés durant le calcul de la même manière que D.*

## 3.3 Calcul probabiliste.

Ce mode permet, plutôt que de calculer une valeur, d'estimer la probabilité d'atteindre cette valeur, en fonction des incertitudes sur chacun des paramètres de sol.
Pour configurer ce mode, choisissez l'option « Approche probabiliste ». Un bouton « Configurer l'approche proba. » apparaît. Appuyez sur ce dernier pour saisir la valeur des coefficients de variation, en pourcentage, de chacun des paramètres du sol.
Le coefficient de variation est défini par : $\frac{ecart-type}{moyenne}$

Pour cela, double-cliquez sur la valeur à modifier, saisissez sa valeur, et appuyez sur la touche « Entrée » pour valider.


GEOS INGENIEURS CONSEILS
GENIE CIVIL GEOTECHNIQUE HYDRAULIQUE




Cette fenêtre vous permet également de choisir le type de loi à prendre en compte (normale ou log-normale).

Enfin, il faut choisir le type de courbe à afficher pour la capacité portante et le tassement, et la valeur à atteindre, qui figurera explicitement sur le graphe de sortie.

Pour la capacité portante l'utilisateur peut configurer le calcul probabiliste en définissant le type de calcul à effectuer :

- soit : Probabilité que la capacité de référence dépasse ou non la capacité portante,
- soit : Capacité portante en fonction de la probabilité de dépassement de la capacité de référence.

Pour les tassements, l'utilisateur définit une valeur de tassement de référence à partir de laquelle il peut conduire les deux types de calculs:

- soit : Probabilité que le tassement réel dépasse ou non la valeur de référence,
- soit : Tassement réel en fonction de la probabilité de dépassement de la valeur de référence.

## 3.4 Configuration de calcul – Remblais

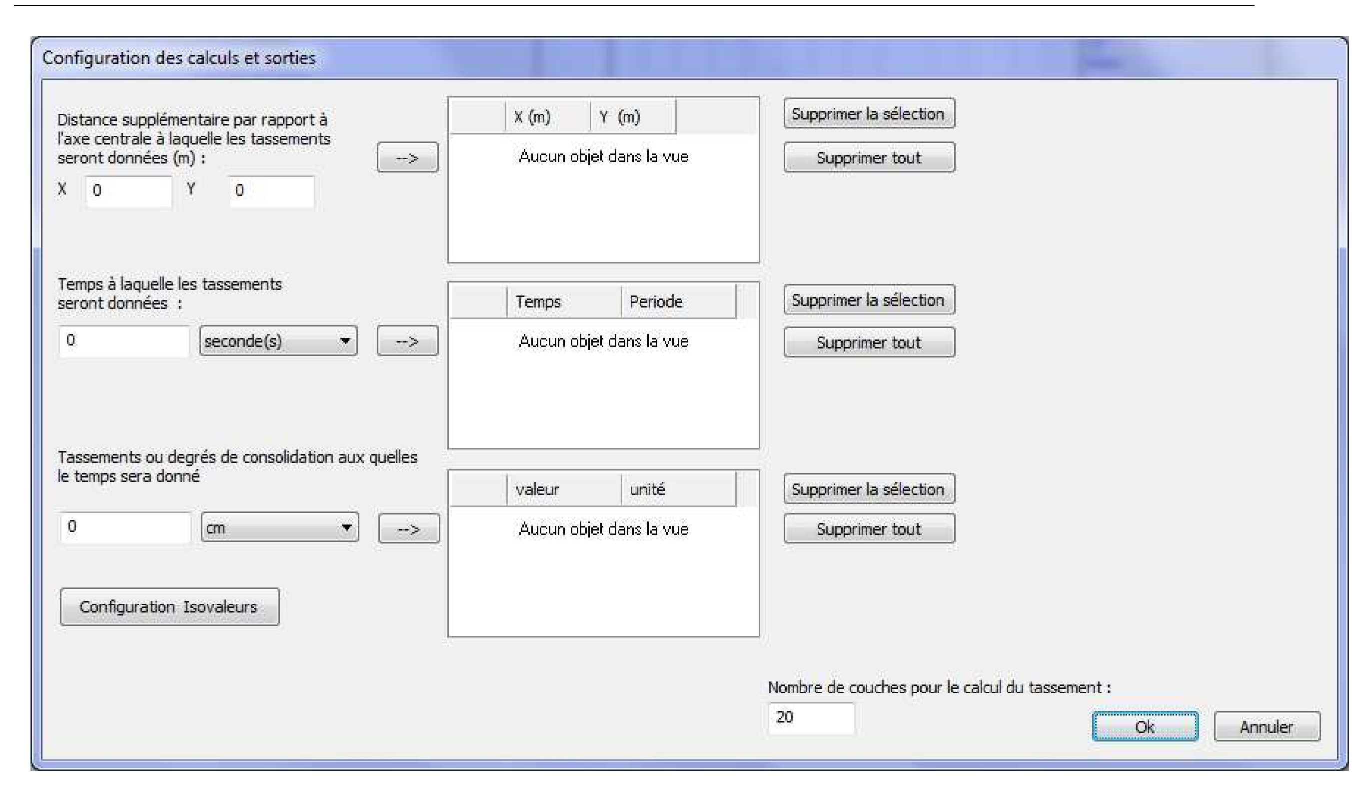
Les options de calculs sont accessibles en cliquant sur « Configuration » dans le menu « 4 : Calcul ».

Avec les données pressiométriques, cette fenêtre vous permet de :

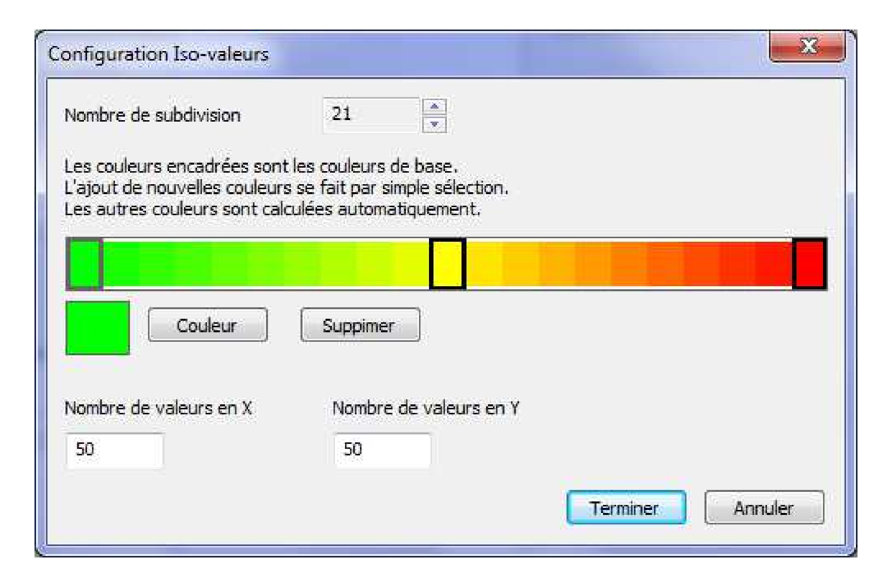
- choisir les distances pour lesquels les résultats seront donnés,
- choisir la méthode de calcul de tassements (par couche ou moyenne harmonique),

Avec les données œdométriques, elle permet de saisir :

- les distances pour lesquels les résultats seront donnés,
- les temps auxquels les tassements seront donnés,
- les tassements ou degrés de consolidation pour lesquels les temps seront donnés,
- le nombre de couche pour le calcul de tassement.




Vous avez également la possibilité de configurer la courbe d'isovaleurs (cas d'un remblai fini seulement) :
- choix des couleurs et du nombre de subdivisions
- choix du nombre de pas en X et Y




# 4. Visualisation des résultats

Après avoir lancé le calcul, si celui-ci se déroule sans problèmes, une représentation de la feuille de résultats apparaît.

## 4.1 L'interface de sortie

L'interface de sortie se divise en trois parties : la barre de menu, la barre d'outils et la zone d'affichage.

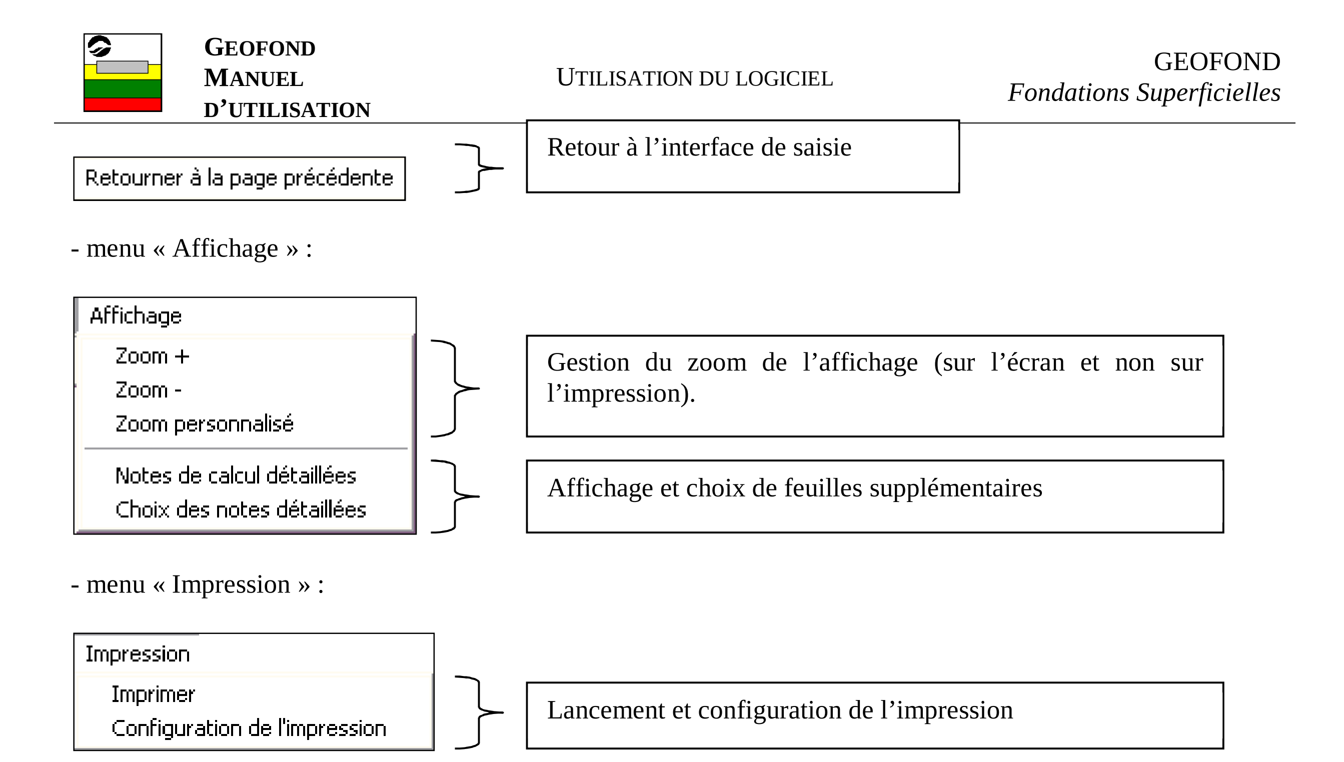
### *4.1.1 La barre de menu.*

Retourner à la page précédente   Affichage   Impression   ?

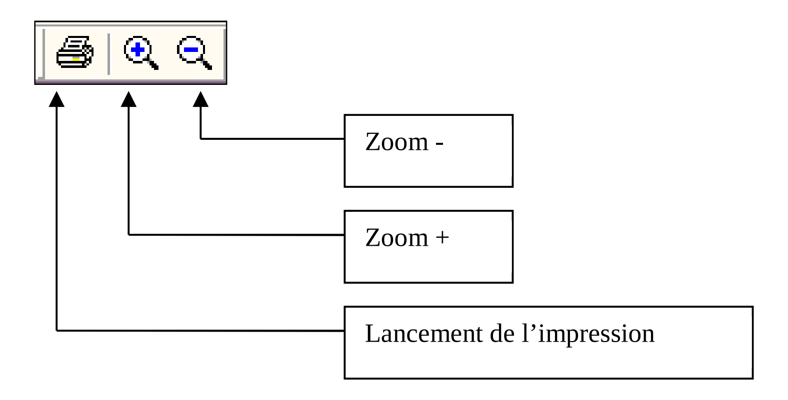
- menu « Retourner à la page précédente » :








### 4.1.2 *La barre d'outils*




### 4.1.3 *La zone d'affichage*

Comme pour l'interface de saisie, il est possible, si un fort zoom est appliqué ou si l'ensemble des pages ne peut pas être affiché à l'écran, de déplacer la zone d'affichage en la faisant glisser tout en maintenant le bouton droit de la souris enfoncé.
Les différentes pages sont affichées comme elles sont imprimées, chaque page étant délimitée par un liseré rouge.

## 4.2 Les résultats généraux

### 4.2.1 Semelles

Ceux-ci sont présentés sur la première feuille de résultats.

**Fondation**
Côté : 5 m
Encastrement : 2 m
Charge : 9000 kN
Inclinaison de la charge : 0°
excentricité de la charge : 0 m

**Paramètres des sols**
Poids des terres au-dessus de la fondation : 18 kN/m³

**Temps considéré**
1 année(s)

Fichier : SPT.gtd

GeoFond© V0.3 du 06/01/06 développé par Geos — http://www.geos.fr e-mail : info@geos.fr
GEOS INGENIEURS CONSEILS SA, Bâtiment Athena — Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS - FRANCE
TEL : 04 50 95 38 14 — FAX : 04 50 95 99 36

**Résultats de calcul : Capacité portante**
Par la méthode de Meyerhoff
(Sables uniquement)
N = 21.2
qref(els) = 0.36 MPa ; qref(elu) = 0.36 MPa
Pour les semelles
q'u = 0.79 MPa
Capa. portante (els) = 0.263 MPa : non vérifié
Capa. portante (elu) = 0.395 MPa : vérifié
Pour les radiers
q'u = 1.13 MPa
Capa. portante (els) = 0.375 MPa : vérifié
Capa. portante (elu) = 0.563 MPa : vérifié

**Résultats de calcul : Tassement**
N = 20
σ'v0 = 36 kPa
Par la méthode de BURLAND
f1 = 1
f2 = 1.5
f3 = 1.2
Sf = 4.82 cm
Par la méthode de TERZAGHI & PECK
Cw = 1
Cd = 0.9
Sf = 4.88 cm
Par la méthode de PECK & BAZARAA
Cn = 0.342
N' = 6.85
Sf = 8.54 cm
Par la méthode Alpan
Sf = 3.48 cm

09/01/2006 14:58 — GEOS INGENIEURS CONSEILS SA — FIGURE

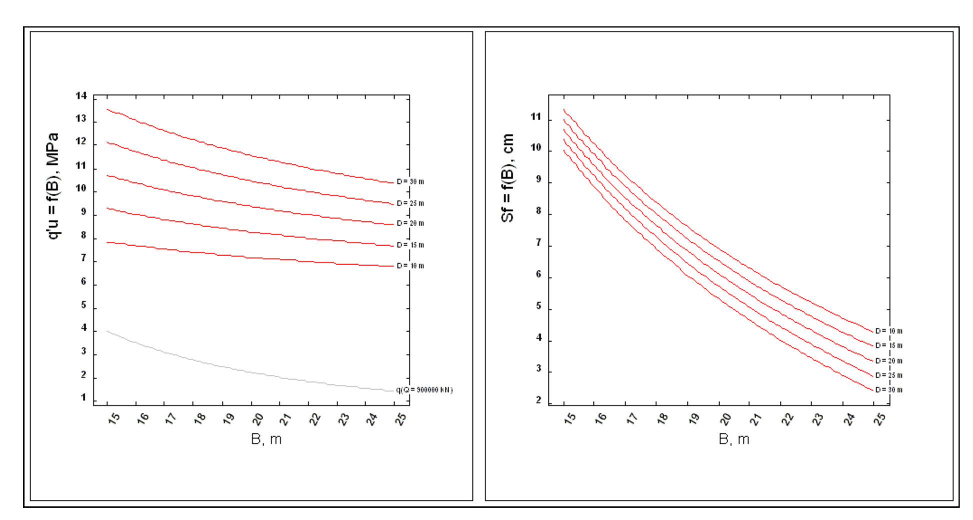
Récapitulatif des données

Résultats de calcul

Cartouche

La partie supérieure de cette feuille présente un récapitulatif des données saisies.

Les résultats de calcul sont donnés dans la partie inférieure de la feuille. Si les calculs en série ou l'approche probabiliste ont été choisis, les cadres de résultats de capacité portante et de tassements affichent un graphe plutôt que des valeurs numériques.






GEOS INGENIEURS CONSEILS
GENIE CIVIL GEOTECHNIQUE HYDRAULIQUE

Dans le cas de calculs en série, un tableau de résultat est affiché sur les pages suivantes:

Pour un encastrement D de 1 m Capacité portante calculée suivant la méthode du Fascicule 62 Tassement calculé suivant la méthode du Fascicule 62

| Largeur B (m) | Capacité Portante (ELS) (MPa) | Capacité Portante (ELU) (MPa) | Tassement (cm) |
|---|---|---|---|
| 2 | 0.171 | 0.252 | 0 |
| 2.1 | 0.171 | 0.253 | 0 |
| 2.2 | 0.171 | 0.253 | 0 |
| 2.3 | 0.172 | 0.253 | 0 |
| 2.4 | 0.171 | 0.253 | 0 |
| 2.5 | 0.171 | 0.253 | 0 |
| 2.6 | 0.171 | 0.252 | 0 |
| 2.7 | 0.171 | 0.252 | 0 |
| 2.8 | 0.17 | 0.251 | 0 |
| 2.9 | 0.17 | 0.251 | 0 |
| 3 | 0.17 | 0.251 | 0 |
| 3.1 | 0.17 | 0.25 | 0 |
| 3.2 | 0.169 | 0.25 | 0 |
| 3.3 | 0.169 | 0.25 | 0 |
| 3.4 | 0.169 | 0.249 | 0 |
| 3.5 | 0.169 | 0.249 | 0 |
| 3.6 | 0.169 | 0.249 | 0 |
| 3.7 | 0.168 | 0.249 | 0 |
| 3.8 | 0.168 | 0.248 | 0 |
| 4 | 0.168 | 0.248 | 0 |

Pour un encastrement D de 1.5 m Capacité portante calculée suivant la méthode du Fascicule 62 Tassement calculé suivant la méthode du Fascicule 62

| Largeur B (m) | Capacité Portante (ELS) (MPa) | Capacité Portante (ELU) (MPa) | Tassement (cm) |
|---|---|---|---|
| 2 | 0.186 | 0.273 | 0 |
| 2.1 | 0.185 | 0.271 | 0 |
| 2.2 | 0.184 | 0.27 | 0 |
| 2.3 | 0.184 | 0.27 | 0 |
| 2.4 | 0.183 | 0.269 | 0 |
| 2.5 | 0.183 | 0.268 | 0 |
| 2.6 | 0.182 | 0.267 | 0 |
| 2.7 | 0.182 | 0.267 | 0 |
| 2.8 | 0.181 | 0.266 | 0 |
| 2.9 | 0.181 | 0.265 | 0 |
| 3 | 0.181 | 0.265 | 0 |
| 3.1 | 0.18 | 0.264 | 0 |
| 3.2 | 0.18 | 0.264 | 0 |
| 3.3 | 0.18 | 0.263 | 0 |
| 3.4 | 0.179 | 0.263 | 0 |
| 3.5 | 0.179 | 0.263 | 0 |

## 4.2.2 Remblais

Les résultats principaux sont présentés sur la première feuille de résultats.

**Remblai Fini**
Largeur de crête : 15 m ; Longueur de crête : 10 m
Hauteur de remblai : 10 m
Pente du talus : 3H/2V
Largeur de la base : 45 m
Longueur de la base : 40 m
Poids Volumique : 21 kN/m³
Epaisseur de la couche compressible : 15 m
Hauteur purge : 1 m ; Poids Vol. purge : 20 kN/m³

Fichier : Sans titre.gfd

GEOFOND® V1.17 du 03/10/2013 développé par GEOS
site web : http://www.geos.fr e-mail : info@geos.fr
GEOS Ingénieurs Conseils, 72 r. georges de Mestral, Bât. Athéna 1
Archamps Technopole, 74166 St-Julien-en-genevois Cedex
Tél : 04 50 95 38 14
Fax :04 50 95 99 36

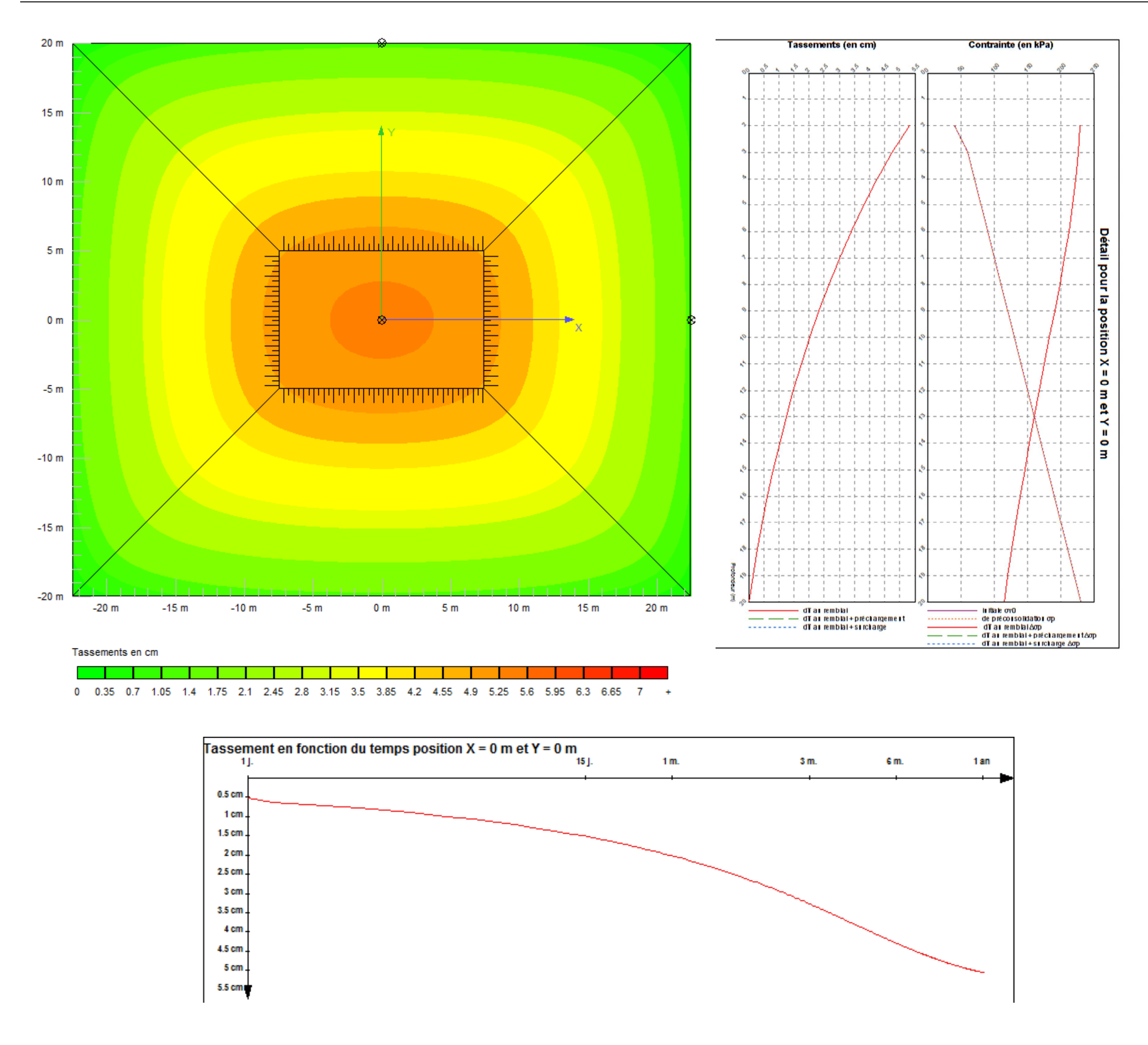
**Résultat des tassements et temps de consolidation**

**Remblai seul**

| Position | | Tassement | Temps cons. | Tps tass. | Temps cons. | 1 an(s) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| X (m) | Y (m) | primaire (cm) | 95 % (t1) | 0.5 cm | 90 % | δf (cm) | U (%) | Σδ (cm) |
| 0 | 0 | 5.31 | 11.6 mois | 8.94 mois | 8.68 mois | 0 | 95.41 | 5.066 |
| 22.5 | 0 | 1.597 | 11.8 mois | 4.01 mois | 8.88 mois | 0 | 95.19 | 1.52 |
| 0 | 20 | 1.638 | 11.8 mois | 4.11 mois | 8.87 mois | 0 | 95.2 | 1.56 |

20/01/2014 12:20 | Page 1 | **FIGURE**
GEOS INGENIEURS CONSEILS

Les feuilles suivantes donnent les résultats sous formes graphiques :
- représentation des isovaleurs,
- courbe de tassements en fonction du temps à la position choisie (dans le cas du choix de la méthode oedométrique),
- courbes contraintes et tassements en fonction de la profondeur à la position choisie.




## 4.3 Résultats détaillés

Ces résultats sont présentés sur des feuilles supplémentaires pour le dimensionnement des semelles. Tous les résultats de calcul intermédiaires y figurent, et les formules utilisées y sont rappelées.

**Résultats détaillés : capacité portante**

B = 15 m ; D = 10 m

Par la méthode du Fascicule 62

qmin(els) = 4 MPa ; qmax(els) = 4 MPa ; qmin(elu) = 4 MPa ; qmax(elu) = 4 MPa

qref(els) = (3.qmax(els) + qmin(els)) / 4 = 4 MPa ; qref(elu) = (3.qmax(elu) + qmin(elu)) / 4 = 4 MPa

$$Ple^* = \exp\left(\log(10) / (1.5\,B) \int_{D}^{D+1.5\,B} \log(Pl^*(z)).dz\right) = 5\ MPa$$

$$De = 1/Ple^* \int_{d}^{D} Pl^*(z).dz = 10\ m$$

q'0 = γ.D + γe.Ze = 190 kPa

kp = (1 + 0.8(0.6 + 0.4 B/L) (De/B)) = 1.53

β' = 45 (1 - sqrt(1 - 0.9 tanβ.(2 - tanβ).[max{(1 - d/8D) ;0}]²) + δ

iδβ = (1 - β'/90)² (1 - e(-De/B)) + [max{(1 - β'/45) ;0}]² .e(-De/B) = 1

q'u = kp.Ple* + q'0 = 7.86 MPa

Capa. Port. (els) = (q'u - q'0).iδβ / 3 + q'0 = 2.75 MPa

Capa. Port. (elu) = (q'u - q'0).iδβ / 2 + q'0 = 4.02 MPa

Résultats capacité portante

**Résultats détaillés : tassement**

Par la méthode du Fascicule 62

σ'v0 = γ.Z + γe.Ze = 570 kPa

$$Ei = \left(\log(10) / (B/2) \int_{D+(i-1)B/2}^{D+i.B/2} \log(E(z)).dz\right)$$

E1 = 32.7 MPa ; E2 = 33.3 MPa ; E3 = 34 MPa ; E4 = 34.6 MPa

E5 = 35.3 MPa ; E6 = 36 MPa ; E7 = 36.7 MPa ; E8 = 37.4 MPa

E9 = 38.1 MPa ; E10 = 38.8 MPa ; E11 = 39.6 MPa ; E12 = 40.4 MPa

E13 = 41.1 MPa ; E14 = 41.9 MPa ; E15 = 42.8 MPa ; E16 = 43.6 MPa

Ei,j = (j - i + 1)/(1/Ei + ... + 1/Ej)

E1 = 32.7 MPa ; E2 = 33.3 MPa ; E3,5 = 34.6 MPa ; E6,8 = 36.7 MPa

E9,16 = 40.7 MPa ;

Ec = E1 = 32.7 MPa

Ed = 4.0/(1/E1 + 1/(0.85 E2) + 1/E3,5 + 1/(2.5 E6,8) + 1/(2.5 E9,16) = 34.6 MPa

λc = 1.1

λd = 1.12

αc = 0.354 (même formule que pour Ec)

αd = 0.371 (même formule que pour Ed)

Sc = αc / (9 Ec) * (qref - σ'v0) * λc * B = 6.81 cm

Sd = 2 / (9 Ed) * (qref - σ'v0) * B * (λd * B / 0.6)^αd = 4.55 cm

Sf = Sc + Sd = 11.4 cm

Résultats tassement

| | | |
|---|---|---|
| 09/01/2006 16:00 | page 2 | FIGURE |
| GEOS INGENIEURS CONSEILS SA | | |

Cartouche

Pour afficher ces pages, il faut cocher l'option « Notes de calcul détaillées », dans le menu « Affichage ».

Pour les calculs détaillés, une seule page supplémentaire est affichée.

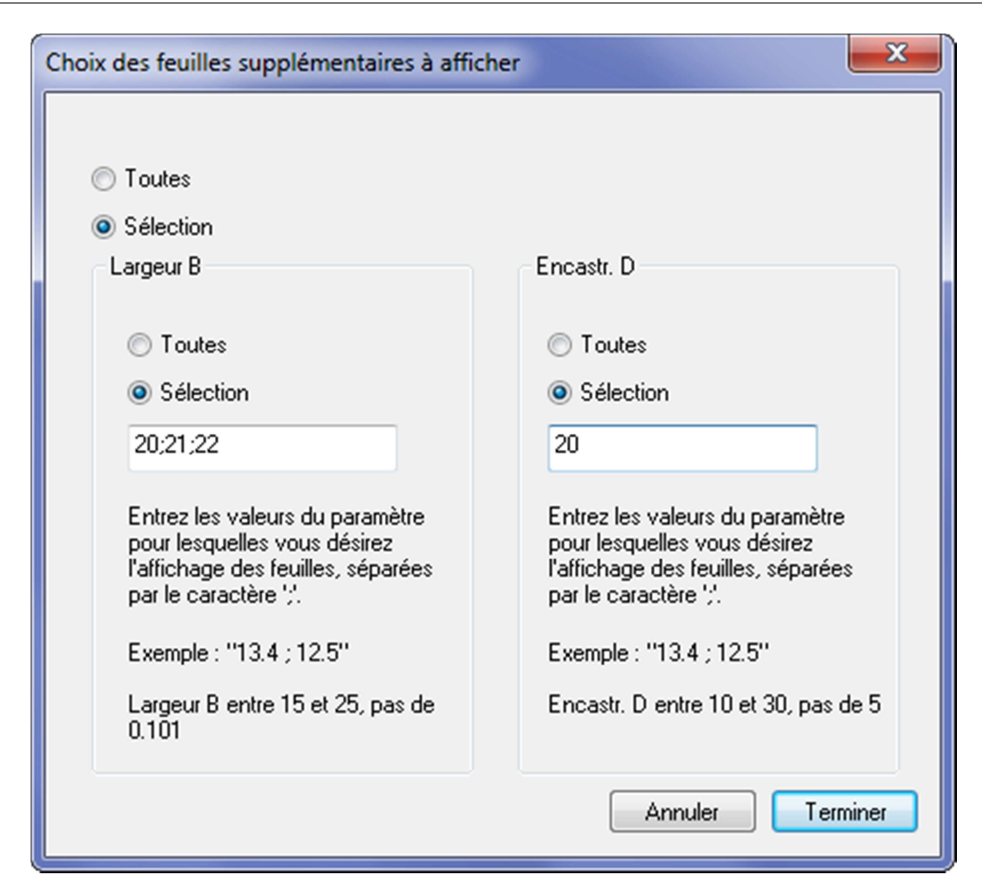
Pour les approches probabilistes, une page supplémentaire est affichée, présentant les résultats pour la valeur moyenne.

Pour les calculs en série, le nombre de feuilles supplémentaires affichées est égal à 100 (discrétisation arbitraire du premier paramètre) multiplié par le nombre de points de discrétisation du deuxième paramètre.
L'utilisateur peut effectuer un filtre sur ces pages, par l'intermédiaire du menu « Affichage → choix des notes détaillées ».

La boîte de dialogue suivante permet de définir les critères de sélection des pages.








Il est à noter que si on fait une sélection sur chacun des deux paramètres, les feuilles affichées sont celles qui correspondent à la fois au critère 1 et au critère 2, et non pas soit au critère 1 soit au critère 2.

# GEOFOND FONDATIONS PROFONDES – PIEUX

## 1. Introduction

Le logiciel GEOFOND-MODULE Fondations Profondes permet de calculer la capacité portante de fondations profondes par la méthode du Fascicule 62 titre V, du DTU 13.2, de la Norme NF P 94 262, ainsi que les tassements par la méthode de Frank & Zhao et les frottements négatifs, en fonction du type d'essais à disposition : pressiomètre ou pénétromètre statique.

GEOFOND-MODULE Fondations Profondes permet de réaliser des calculs paramétriques : capacité portante pour différentes dimensions de pieu, etc…

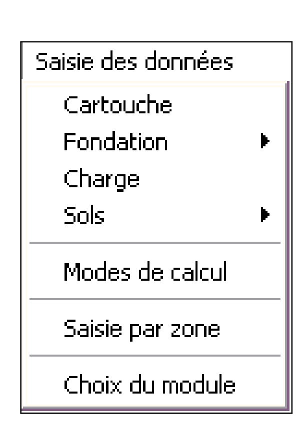
Ce module permet également une approche des capacités portantes et des tassements par les méthodes probabilistes, c'est-à-dire non pas sous forme d'une valeur déterministe, mais sous forme d'une distribution, afin de pouvoir retenir des valeurs de capacités portantes et de tassements en fonction d'une probabilité de dépassement.

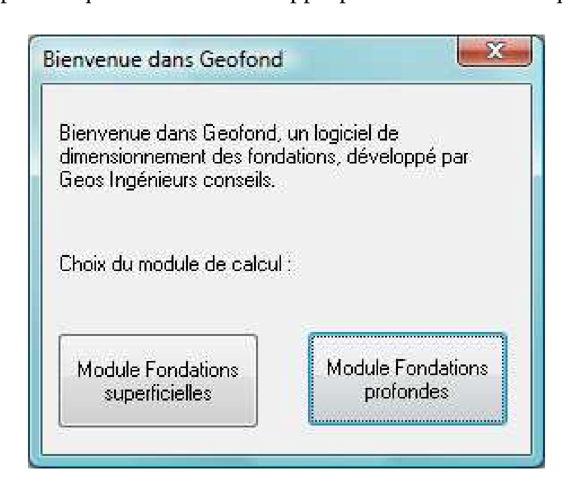
GEOFOND-MODULE Fondations Profondes permet également de décomposer les efforts dans le cas de groupe de pieux.

# 2. Saisie des données

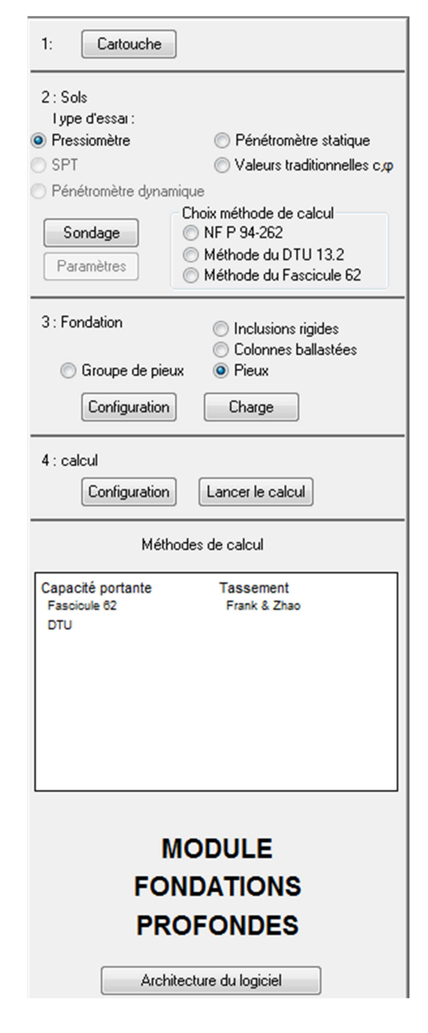
## 2.1 Choix du module

Le passage à GEOFOND-MODULE Fondations Profondes se fait automatiquement lors de l'ouverture d'un fichier correspondant à ce module.
Pour créer un nouveau fichier de calcul de fondation profonde, il faut passer par le menu « Saisie des données → Choix du module », dans le menu, puis cliquer sur le bouton approprié dans la fenêtre qui apparaît.



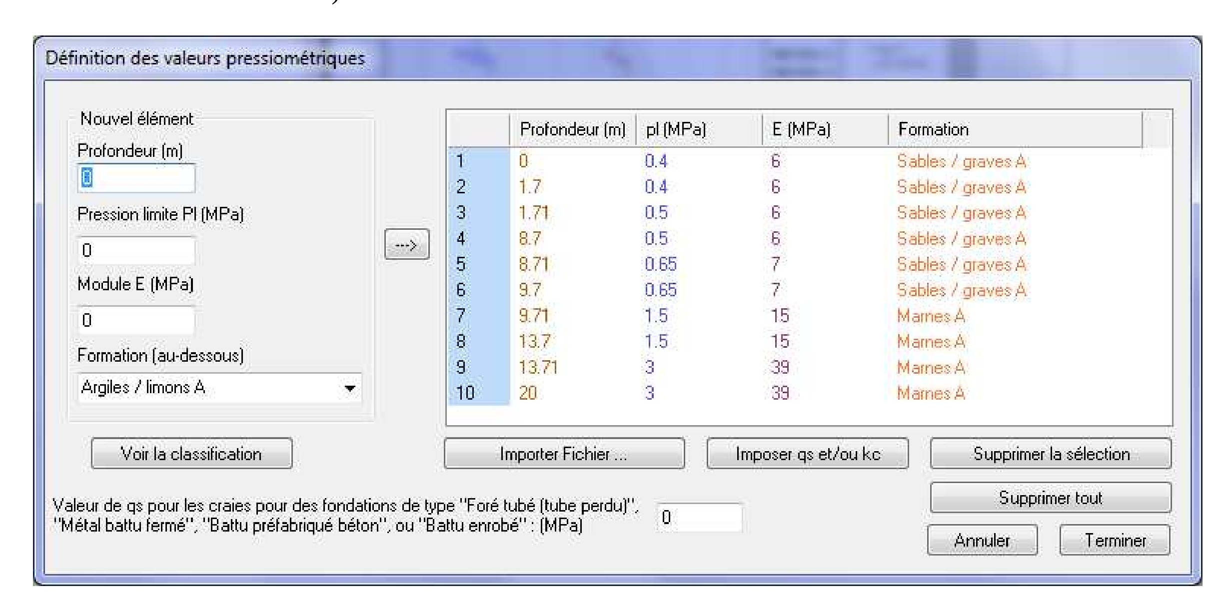

Le module actif est par ailleurs affiché dans le bas du tableau de bord.




Dès que le choix du type d'essai (Pénétromètre statique ou Pressiomètre) a été fait, il est IMPERATIF de faire le choix de la méthode de calcul utilisée pour pouvoir poursuivre la saisie.

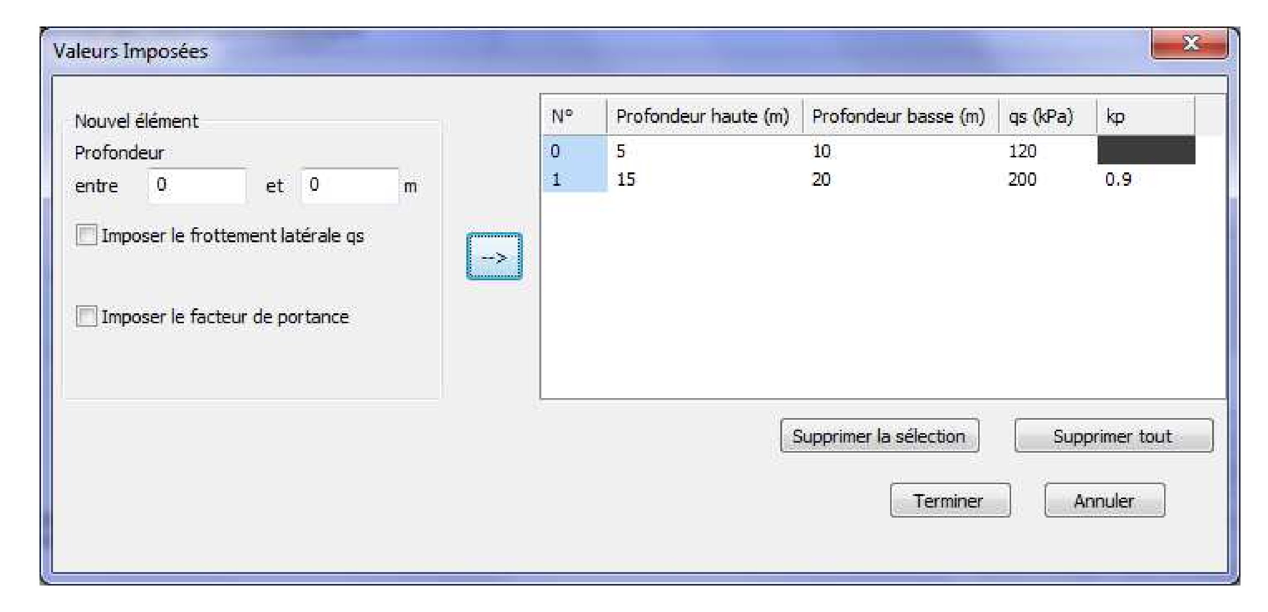
## 2.2 Les sols

Pour la saisie des caractéristiques des sols, se référer au paragraphe 3.3 de la première section (Spécifications communes à tous les modules).




Pour les pieux, le logiciel présente les spécificités suivantes :

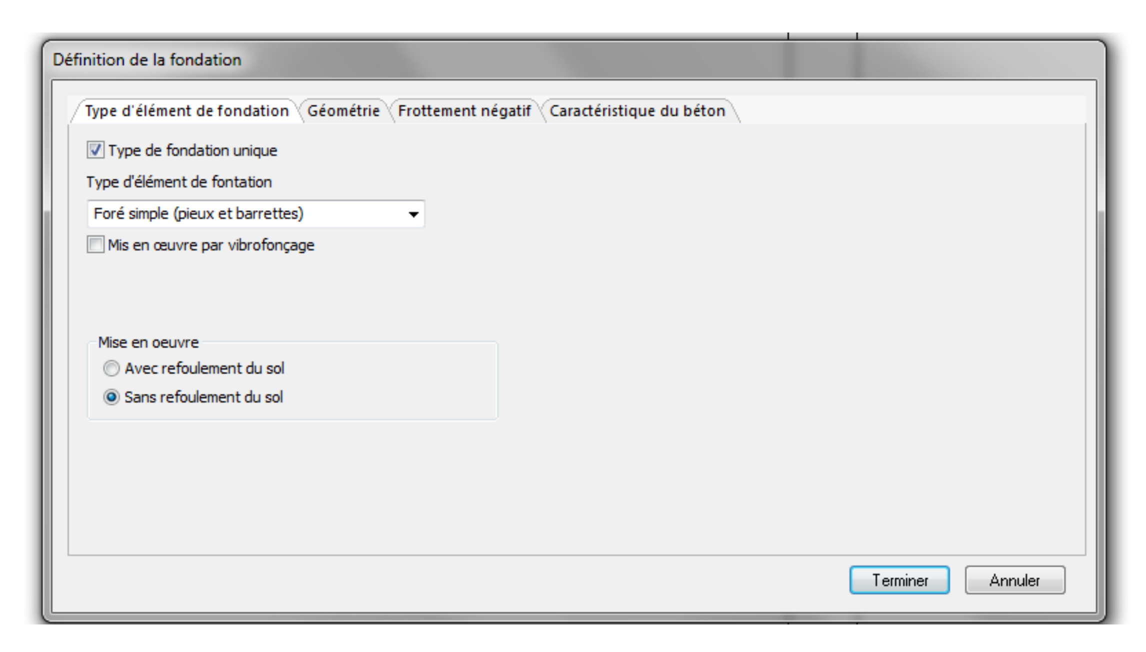
- saisie de la valeur de frottements dans le cas de craie pour des pieux spécifiques (Fascicule 62 Titre V),
- possibilité d'imposer les valeurs de $q_s$ ou $k_c$ ou $k_p$ (cf. fenêtre suivante) :



## 2.3 Saisie de la fondation profonde

### 2.3.1 *Généralités*

La définition de la fondation profonde se fait en cliquant sur le bouton « Configuration » de la section « 3 : Fondation » du tableau de bord, ou dans le menu « Saisie des données → Fondation → Fondation profonde ».



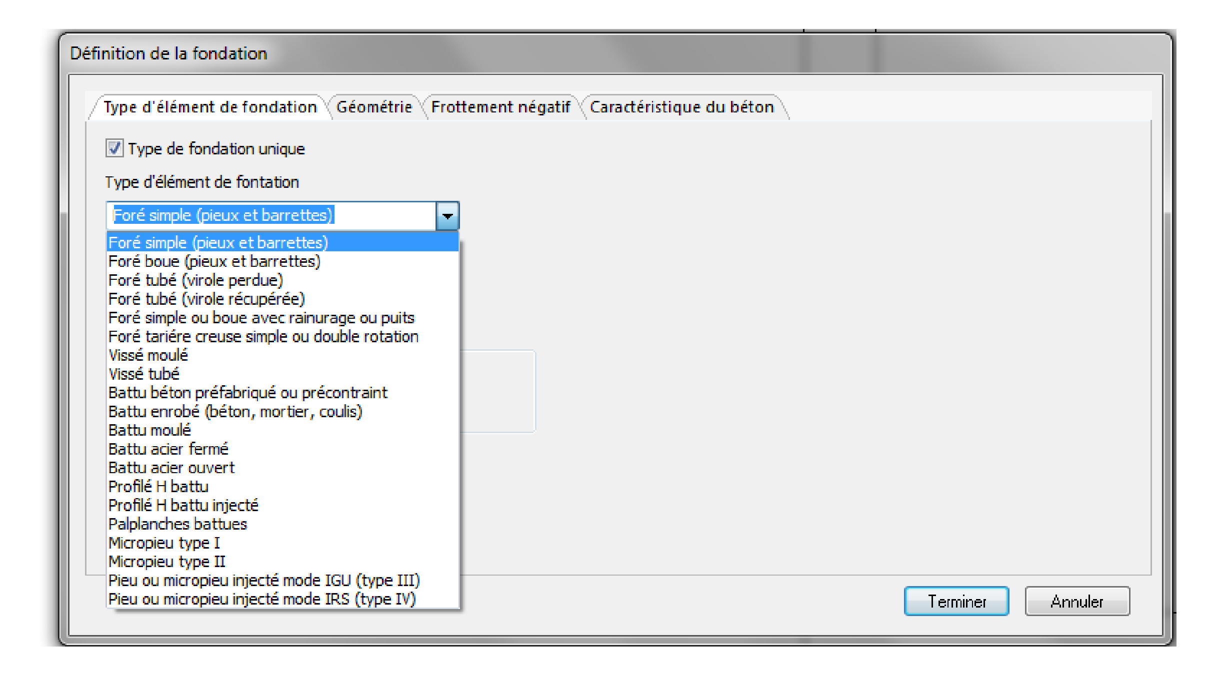

La fenêtre de saisie présente 4 onglets différents pour la définition complète de la fondation :

- Type d'élément de fondation,
- Géométrie,
- Frottement négatif,
- Caractéristiques du béton.

Les options de configurations peuvent varier suivant le référentiel de calcul choisi.

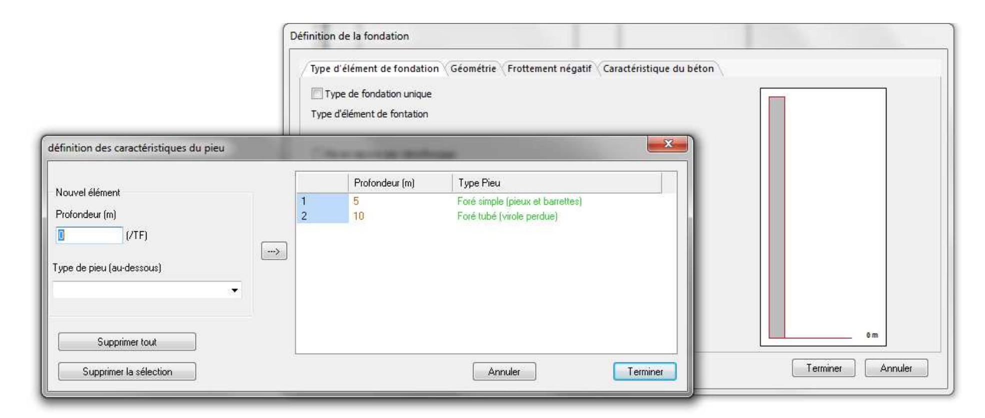
### 2.3.2 *Type d'élément de fondation*

Le premier onglet permet la définition du type de fondation. Choisissez la fondation adaptée dans le menu déroulant.



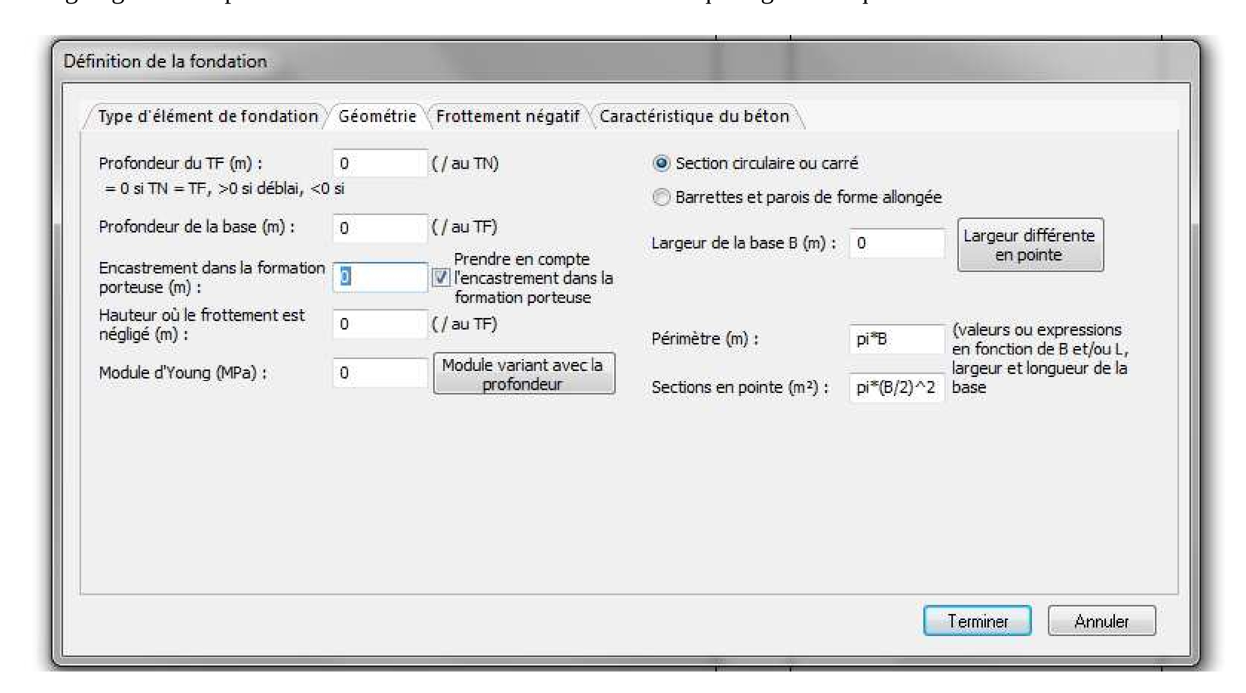
Il est également possible de considérer un changement du mode de réalisation sur la profondeur de la fondation en décochant la case «Type de fondation unique ».

Cliquez alors sur la représentation de la fondation pour accéder à la fenêtre de saisie ci-dessous. Le mode de réalisation est associé à une profondeur. Le bouton « → » permet d'ajouter un nouvel élément de fondation jusqu'à la profondeur saisie.




## 2.3.3 *Géométrie*

L'onglet géométrie permet de définir l'ensemble des caractéristiques géométriques de la fondation.




Dans les champs « Périmètre » et « Section en pointe », il est possible de saisir soit directement les valeurs appropriées, soit des expressions, fonctions de la largeur B et de la longueur L de la fondation. Les opérateurs et constantes reconnus sont : « * » (multiplication), « / » (division), « + » (addition), « - » (soustraction), « ^ » (puissance), « pi », « cos(…) » (cosinus), « sin(…) » (sinus), « tan(…) » (tangente)…
Cette méthode est d'ailleurs conseillée pour remplir ces deux champs, car elle permet de ne changer que la case « largeur de la base » si l'on désire modifier ses dimensions, le périmètre et la section étant par la suite automatiquement déterminés durant le calcul.

Les expressions données par défaut dans ces deux champs sont celles définissant l'aire et le périmètre d'une section circulaire.

D'autre part, pour les séries de calculs paramétrés par la largeur B de la base, il est impératif de renseigner ces champs par des expressions, pour que le périmètre et la section puissent être mis à jour à chaque étape du calcul.

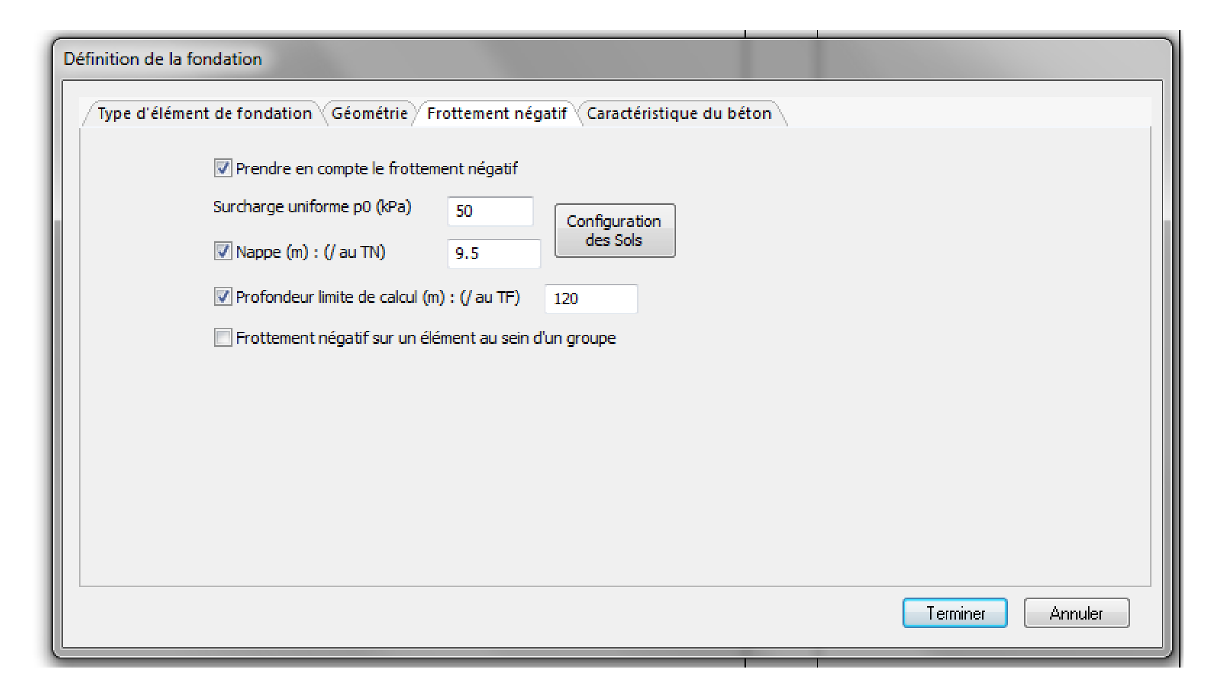
GEOFOND vous offre également la possibilité de prendre en compte un remblai, pour cela il suffit d'entrer une valeur de profondeur de TF négative par rapport au TN. Dans ce cas le logiciel vous demandera de remplir la pression limite et le module pressiométrique dans le cas d'essais pressiométriques.

Profondeur du TF (m) : -6 (/ au TN)
= 0 si TN = TF, >0 si déblai, <0 si remblai
Profondeur de la base (m) : 30 ( / au TF)
Encastrement dans la formation porteuse (m) : 0
Module variant avec la profondeur
Hauteur où le frottement est négligé (m) : 0 ( / au TF)
Module d'Young (MPa) : 18000
Diamètre du forage (m) : 0.8
Largeur différente en pointe
Périmètre (m) : pi*(B/2)^2 (valeurs ou expressions en fonction de B, la largeur de la base)
Sections en pointe (m²) : pi*B
Valeurs pour le remblai au niveau du pieu
Pl Remblai (MPa) : 1 E Remblai (MPa) : 10

## 2.3.4 *Frottement négatif*

Le troisième onglet vous permet de paramétrer les frottements négatifs. Pour les prendre en compte il suffit de cocher la case « Prendre en compte les frottements négatifs ». Dans ce cas il faudra spécifier :

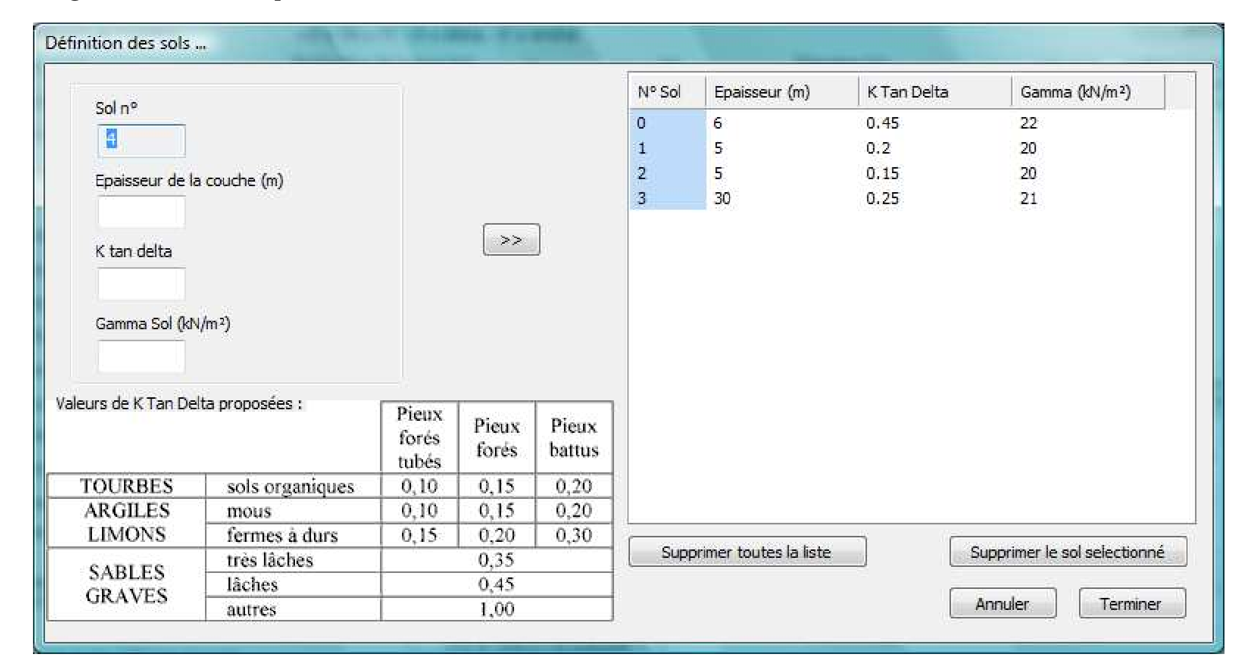
- la surcharge uniforme appliquée à la tête du pieu. Il n'est donc pas nécessaire de saisir un remblai au-dessus du pieu (cf. 2.3.3 ci-dessus) pour prendre en compte les frottements négatifs.
- la présence de nappe ou non.
- la profondeur de limite du calcul (celui-ci permet de prendre en compte le h2 qui correspond au niveau de tassement restant à acquérir par le sol après exécution de la fondation, celui-ci doit être calculé au préalable par l'utilisateur, il peut utiliser GEOFOND Module fondations superficielles).





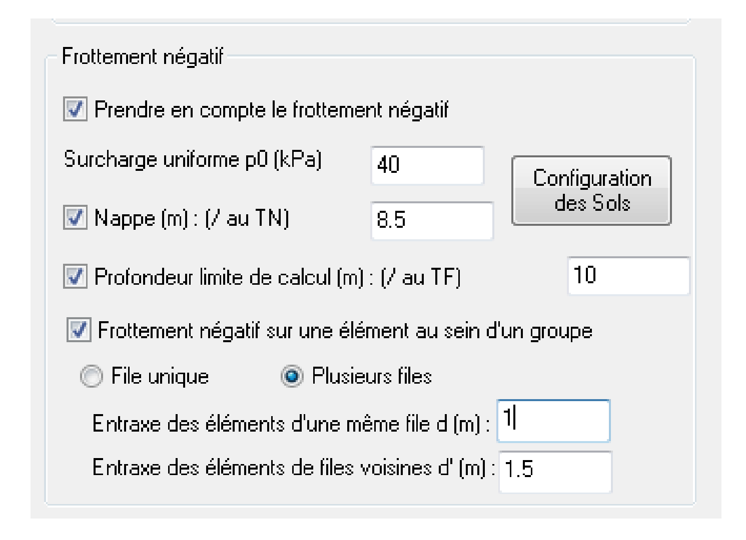



Vous devez définir les couches de sols (k.tan δ et poids volumique du sol γ) en cliquant sur le bouton « configuration des sols » permettant d'accéder à la fenêtre suivante :




Un tableau est donné pour vous guider dans le choix des valeurs à saisir.

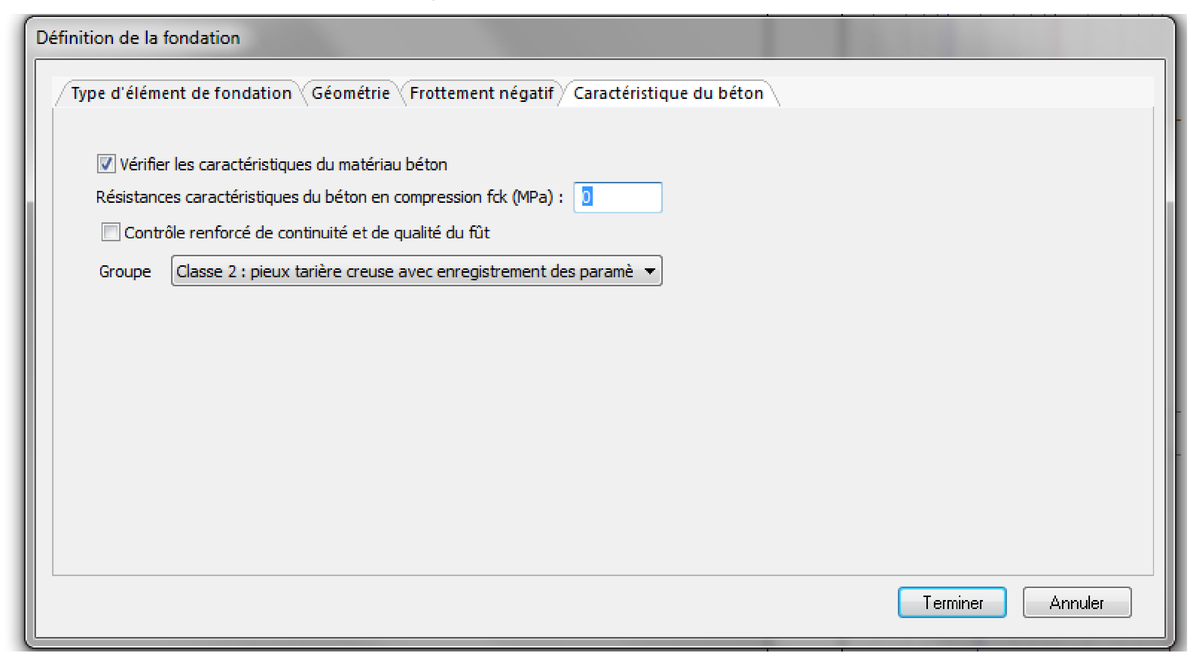
Il est possible de calculer le frottement négatif dans le cas de où le pieu est au sein d'un groupe. Pour cela, il suffit de cocher la case « Frottement négatif sur un élément au sein d'un groupe ».




Puis de spécifier si le groupe se trouve sur plusieurs files ou sur une seule et les valeurs d'entraxes d et d'.

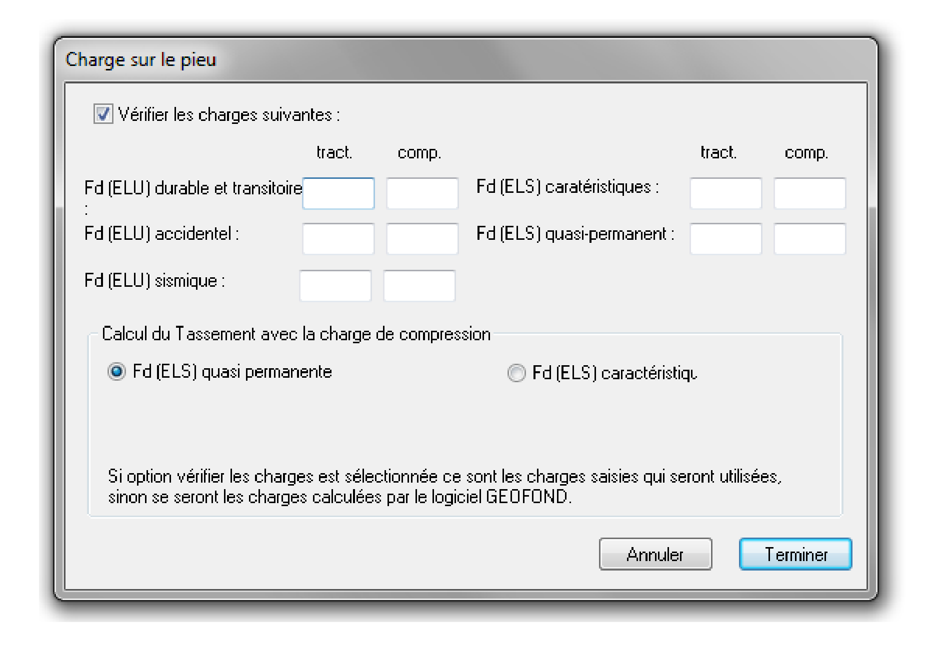
### 2.3.5 *Caractéristiques du béton*

La fenêtre de configuration de la fondation présente un dernier onglet permettant d'ajouter au calcul la vérification des caractéristiques du béton. Cette vérification s'effectuer suivant le référentiel choisi précédemment, lors de la saisie du sondage.




## 2.4 Saisie de la charge

La définition de la charge se fait en cliquant sur le bouton « Charge » de la section « 3 : Fondation » du tableau de bord, ou dans le menu « Saisie des données → Fondation → Charge».



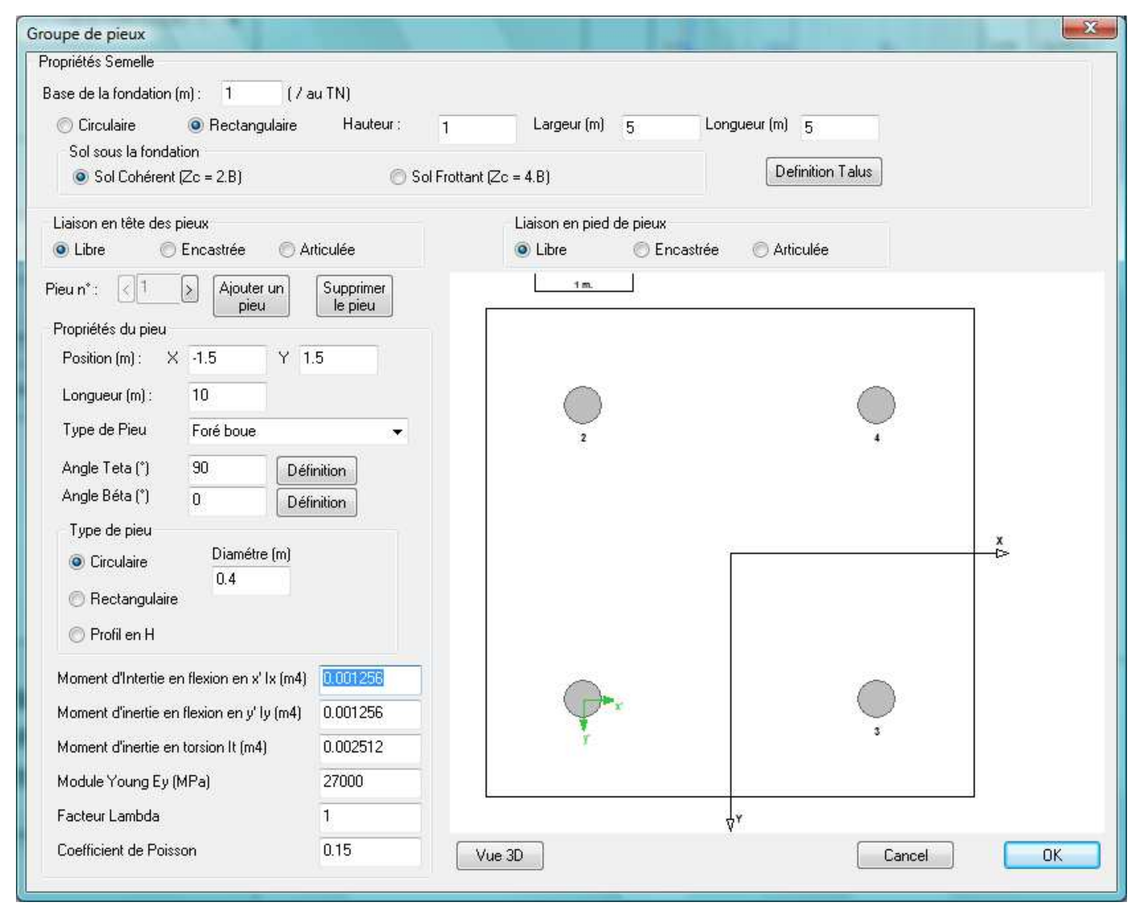

Il est possible soit de vérifier la capacité portante pour toutes les charges ou non en cochant ou décochant la case « Vérifier les charges suivante ».
En ne saisissant pas de données de charges, la vérification de capacité portante n'est pas réalisée (même si la case est cochée). Dans ce cas seule la valeur admissible sera calculée par le logiciel.
En choisissant le référentiel de la Norme NF P 94 262, le logiciel permet également de prendre en compte les charges sismiques.
Enfin il faut choisir pour quelle charge le tassement sera calculé.
Les charges sont à rentrer en MN.





## 2.5 Saisie du groupe de pieux.

La définition du groupe de pieux se fait en cliquant sur le bouton « configuration » de la section « 3 : Fondation » du tableau de bord, ou dans le menu « Saisie des données → Fondation → Groupe Pieux». Vous accédez à la fenêtre de saisie suivante :



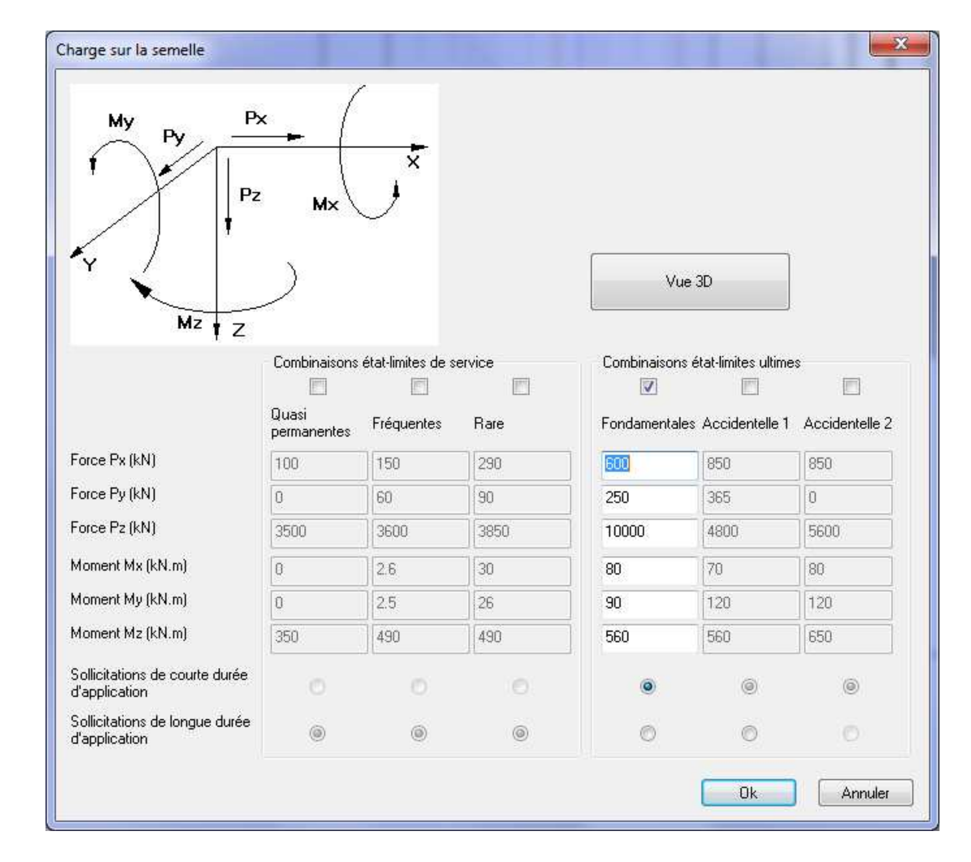

Vous devez entrer l'ensemble des informations permettant la définition de chaque pieu (dimension, position, type et caractéristiques).

Le facteur lambda est un facteur de forme permettant le calcul de la rigidité verticale d'un pieu (cf. considérations théoriques § Groupe de Pieux – 1.1).

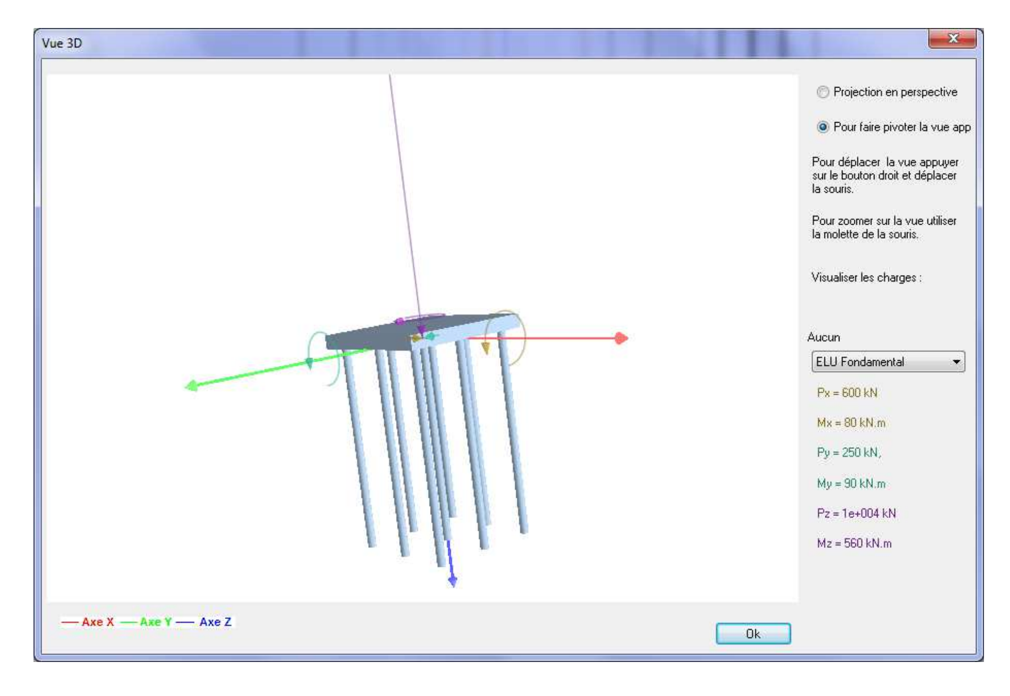
Les propriétés de la semelle peuvent être entrées mais n'interviennent pas dans le calcul.

Le pieu actuellement sélectionné apparaît avec son repère local en vert.
Il est possible de visualiser le groupe de pieux en vue 3D en cliquant sur le bouton Vue 3D.

La saisie des charges est disponible en cliquant sur « Fondation -> Charges » ou dans le menu « Saisie des données » puis « Charges ».




Cette fenêtre permet la saisie des différentes combinaisons de charges (ELS ou ELU) et donne également la possibilité de visualiser en 3D le groupe de pieux, la semelle et les efforts.



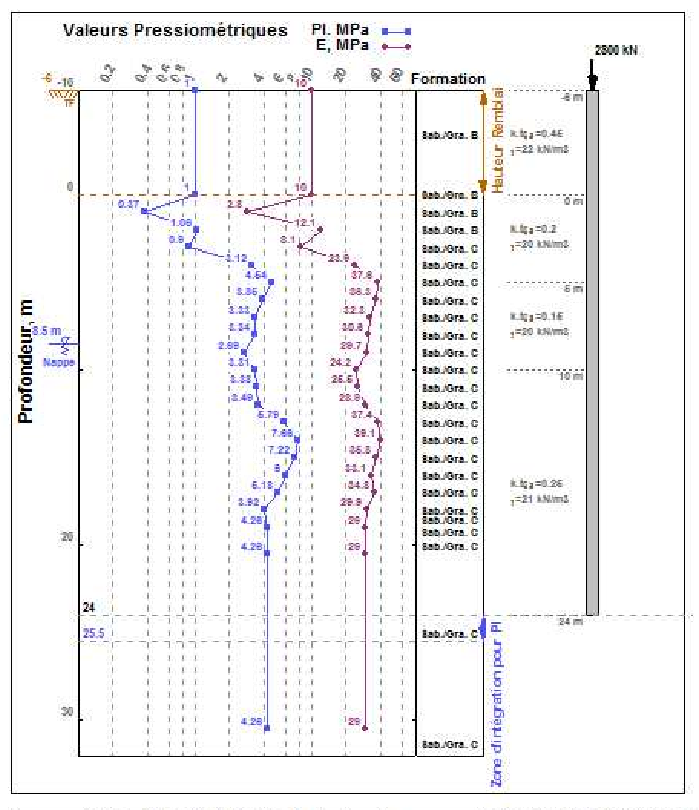

Il est possible de modifier cette vue à l'aide de la souris.
En déplaçant la souris en maintenant le bouton gauche de la souris, cela provoque une rotation autour des axes XYZ.
En déplaçant la souris en maintenant le bouton gauche de la souris, cela provoque une translation de la géométrie.
En utilisant la molette de la souris, cela provoque un zoom sur le centre de la géométrie.





# 3. Visualisation des résultats

Le calcul du tassement pour un élément de fondation profonde provoque l'apparition d'une feuille de résultats supplémentaire, présentant l'évolution de certains paramètres en fonction de la profondeur. Les exemples donnés ici sont calculés selon le fascicule 62 titre V.




**Pieu**

Type de pieu : Micropieu Type II
Module de Young E : 18000 MPa
Prof. Base : 24 m ; Largeur : 0.8 m
Périmètre : 2.51 m ; aire : 0.503 m²
Encastr.formation porteuse : 0 m
mise en oeuvre sans refoulement du sol
Forage à sec, tube non louvoyé
Réalésage et rainurage en fin de forage

**Charge :**

| | Min (MN) | Max (MN) |
|---|---|---|
| Q(ELS) Quasi-Permanent : | | 2.8 |
| Q(ELS) Rare : | | |
| Q(ELU) Fondamental : | | |
| Q(ELU) Accidentel : | | |

**Frottement négatifs :**

Surcharge p0 : 40 kPa
Profondeur de la nappe : 8.5 m / TN
Profondeur limite de calcul (h2) : 10 m / TF
Pieu au sein d'un groupe de plusieurs files
entraxe des éléments d'une même file d : 1 m
entraxe des éléments de files voisines d': 1.5 m

Fichier : Pieux.Pressio20.06.1_fn_gp.gfd


GeoFond© V1.13 du 02/10/08 développé par Geos
http://www.geos.fr e-mail : info@geos.fr
GEOS INGENIEURS CONSEILS, Bâtiment Athena
Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS - FRANCE
TEL : 04 50 95 38 14
FAX : 04 50 95 99 38

**Résultats de calcul : Capacité portante**

Par la méthode du Fascicule 62

| | |
|---|---|
| rp = 1 | |
| rs = 1 | |
| Qsu = 7.9 MN | Ann. C.2.5 |
| Ple = 4.26 MPa | Art. E.2.2 |
| kp = 1.2 | Ann. C.3.2 |
| qu = 5.11 MPa | Ann. C.3.2 |
| Qpu = 2.57 MN | Ann. C.2.6 |
| Qc = 6.81 MN | Ann. C.2.3 |
| Qu = 10.5 MN | Ann. C.2.2 |
| Qtc = 5.53 MN | Ann. C.2.3 |
| Qtu = 7.9 MN | Ann. C.2.2 |

Qmax(ELU Fondamental) = 7.48 MN
Qmax(ELU Accidentel) = 8.72 MN
Qmax(ELS Rare) = 6.19 MN
Qmax(ELS Quasi Permanent) = 4.87 MN > 2.8 MN : Cond. vérifiée

Qmin(ELU Fondamental) = -5.64 MN
Qmin(ELU Accidentel) = -6.58 MN
Qmin(ELS Rare) = -5.03 MN
Qmin(ELS Quasi Permanent) = -3.95 MN

**Résultats de calcul : Tassement**

Sous une contrainte qref = 5.57042 MPa

Par la méthode de Frank & Zhao
ql(24) = 5.11e+003 kPa
qp(24) = 62 kPa
q'u(24) = 31.2 kN

Tassement D = 3.92 mm

**Résultats de calcul : Frottement négatif**

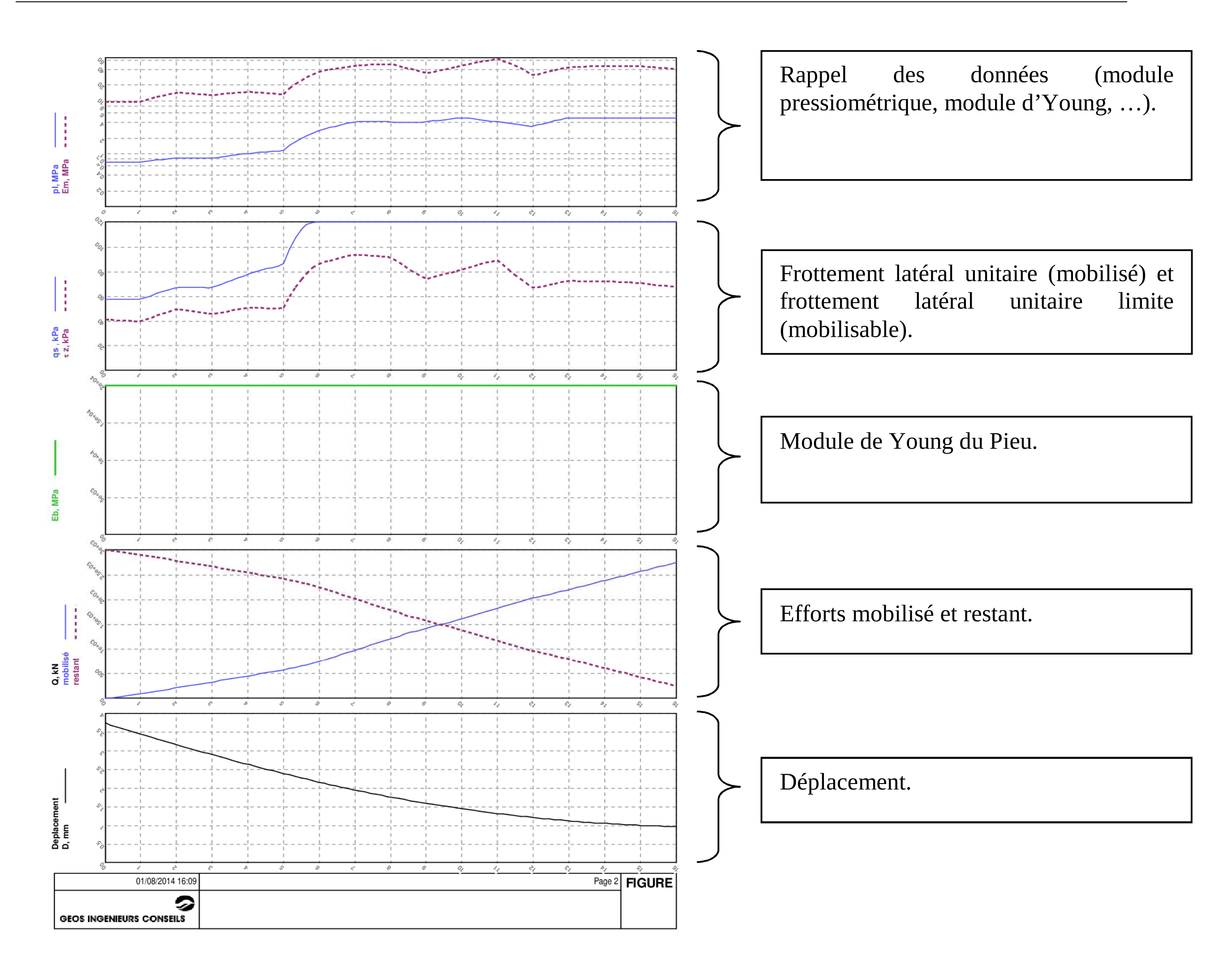
<u>Sur un élément isolé</u>
Fn(inf) = 1.12e+003 kN
h1 = 15.9 m et h2 = 10 m (définit dans les données) /TF

<u>Sur un élément au sein d'un groupe</u>
Fn(b) = 998 kN avec b=0.691 m et Fn(b) bornée = 60 kN
h1 = 12.9 m et h2 = 10 m (définit dans les données) /TF
Frottement négatif sur les éléments d'angle
Fna = 7/12 * Fn(b) + 5/12 * Fn(inf) = 503 kN
Frottement négatif sur les éléments de la frontière du groupe
Fne = 5/6 * Fn(b) + 1/6 * Fn(inf) = 237 kN
Frottement négatif sur les éléments intérieurs au groupe
Fni = Fn(b) = 60 kN

| 31/10/2008 15:36 | **Pieux.Pressio20.06.1** Page 1 | **ANNEXE** |
|---|---|---|
| Geos Ingénieurs Conseils SA | Pieux injecté haute pression - largeur 0.6<br>Essais au pressiomètre | **H6** |








Les résultats de calcul détaillés sont présentés sur des feuilles supplémentaires. Tous les résultats de calcul intermédiaires y figurent, et les formules utilisées sont rappelées pour la capacité portante comme pour les tassements (cf. feuille ci-après).

## Résultats détaillés : capacité portante

Par la méthode du Fascicule 62

$Qsu = \varsigma_s . P . \int_0^D Qs(z).dz = 7.9$ MN

B = 0.8 m ; h = 0 m

a = max(0.5 ; B/2) = 0.5 m ; b = min(a ; h) = 0 m

$Ple^* = 1/(3.a + b) \int_{D-b}^{D+3.a} Pl^*(z).dz) = 4.26$ MPa

kp = 1.2 (d'après tableau)

qu = Kp . Ple* = 5.11

$Qpu = \varsigma_p .A.qu = 2.57$ MN

Qu = Qpu + Qsu = 10.5 MN

Qc = 0.5 Qpu + 0.7 Qsu = 6.81 MN

Qtu = Qsu = 7.9 MN

Qtc = 0.7 Qsu = 5.53 MN

Qmax(ELU Fondamental) = Qu / 1.4 = 7.48 MN

Qmax(ELU Accidentel) = Qc / 1.4 = 8.72 MN

Qmax(ELS Rare) = Qc / 1.1 = 6.19 MN

Qmax(ELS QuasiPermanent) = Qc / 1.4 = 4.87 MN

Qmin(ELU Fondamental) = - Qtu / 1.4 = -5.64 MN

Qmin(ELU Accidentel) = - Qtu / 1.3 = -6.58 MN

Qmin(ELS Rare) = - Qtc / 1.4 = -5.03 MN

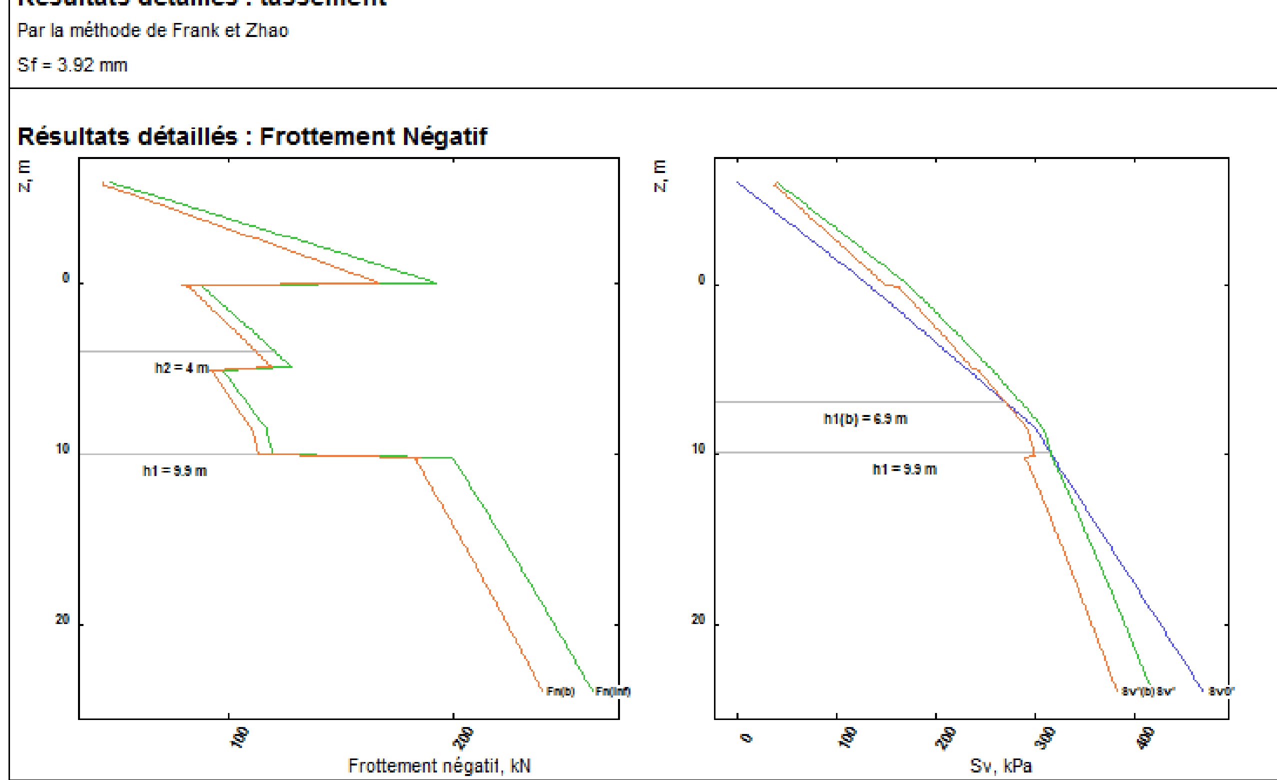
Qmin(ELS QuasiPermanent) = 0 MN

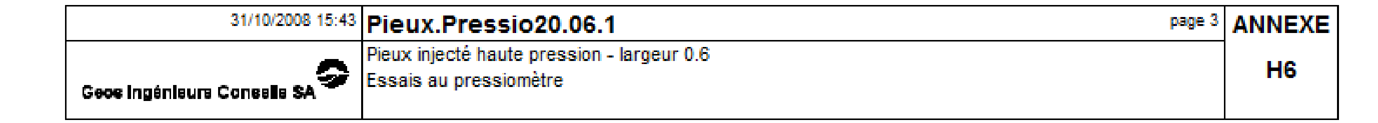
## Résultats détaillés : tassement

Par la méthode de Frank et Zhao

Sf = 3.92 mm

## Résultats détaillés : Frottement Négatif



| | | |
|---|---|---|
| 31/10/2008 15:43 | **Pieux.Pressio20.06.1** page 3 | **ANNEXE** |
| Geos Ingénieurs Conseils SA | Pieux injecté haute pression - largeur 0.6<br>Essais au pressiomètre | **H6** |

# GEOFOND FONDATIONS PROFONDES – COLONNES BALLASTEES ET INCLUSIONS RIGIDES

## 1. Introduction

Il est à présent possible dans GEOFOND-MODULE Fondations Profondes de calculer la capacité portante et le tassement de sol renforcés par des colonnes ballastées, et ce par différentes méthodes, telles que celles de PRIEBE, COPREC-SOFFONS, FHWA, … Le calcul du tassement de sols renforcés par des inclusions rigides a également été ajouté.
Seuls les dimensionnements à partir des essais pressiométriques sont pour le moment disponibles pour ce type de calculs.

Il est toujours possible, tout comme dans GEOFOND-MODULE Fondations Superficielles, de réaliser des calculs paramétriques : tassement pour différentes mailles, etc…

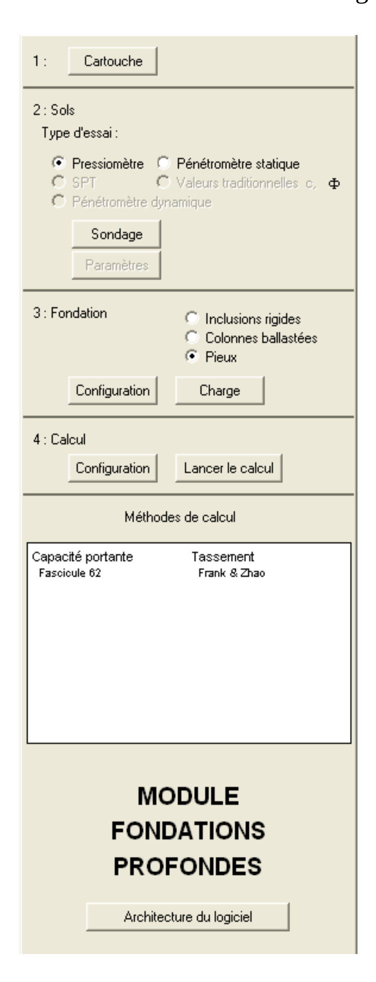
Une approche des capacités portantes et des tassements par les méthodes probabilistes est également possible. Le logiciel fournit alors un résultat non pas sous forme d'une valeur déterministe, mais sous forme d'une distribution, afin de pouvoir retenir des valeurs de capacités portantes et de tassements en fonction d'une probabilité de dépassement.

# 2. Saisie des données

## 2.1 Choix du module

La saisie d'un problème de colonnes ballastées impose tout d'abord le passage à GEOFOND-MODULE Fondations Profondes.

Sur le tableau de bord, il faut ensuite obligatoirement sélectionner comme « Type d'essai » le « Pressiomètre », puis comme « Fondation » les « Colonnes ballastées » ou « Inclusions rigides ».



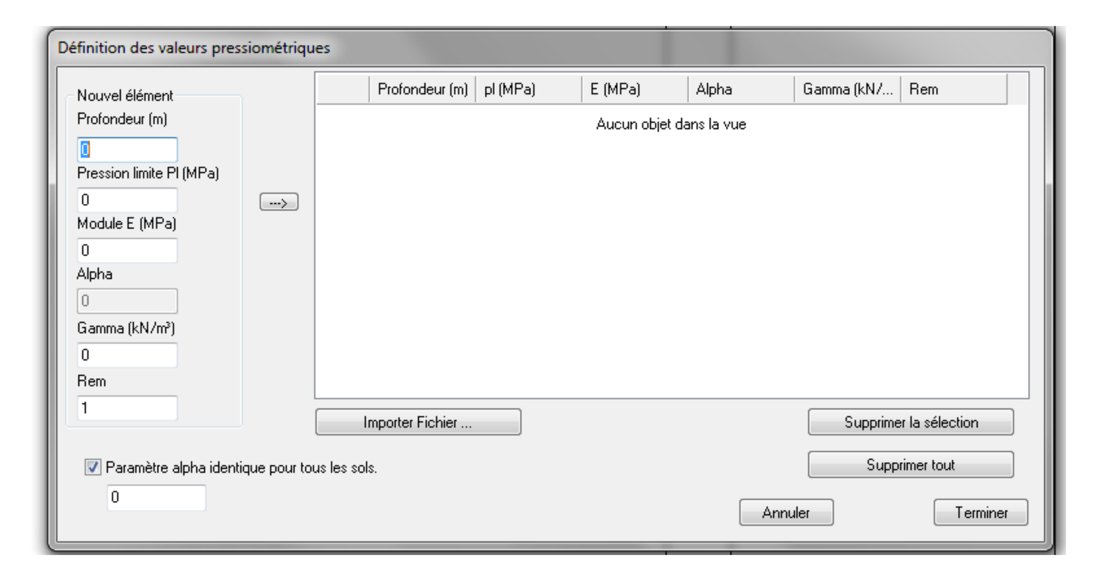

## 2.2 Saisie des colonnes ballastées

### *2.2.1 Les sols*

Il est conseillé de saisir préalablement les valeurs pressiométriques. Celles-ci sont saisies de la même manière que pour les fondations profondes ou superficielles classiques, si ce n'est que l'utilisateur a deux colonnes supplémentaires à remplir :

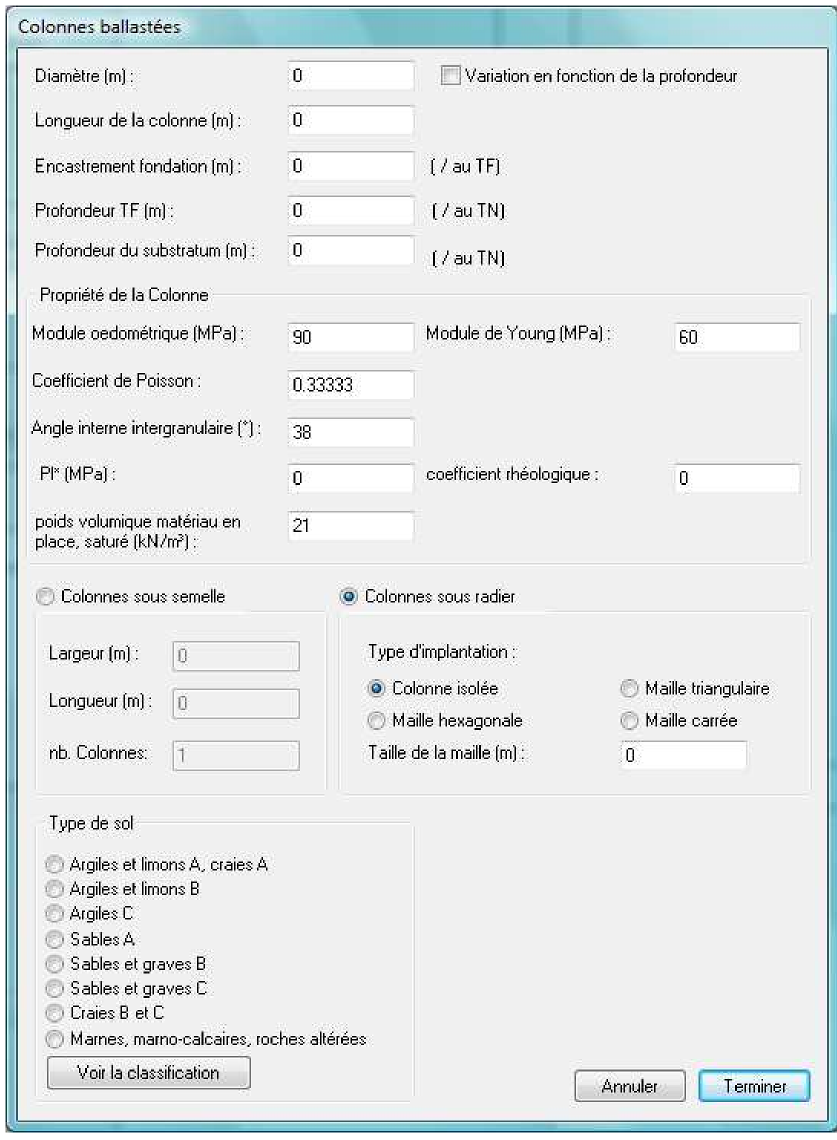
- le poids volumique du sol,
- le coefficient Rem, qui est le coefficient d'amélioration des caractéristiques du sol en place dû à la réalisation des colonnes ballastées par refoulement (valeur décimale, un rapport de 1 indique que le sol n'évolue pas par l'ajout des colonnes ballastées, un rapport de 1.5 indique que le sol est amélioré de 50%).

Ces valeurs doivent être rentrées dans la fenêtre suivante :




## 2.2.2 La fondation

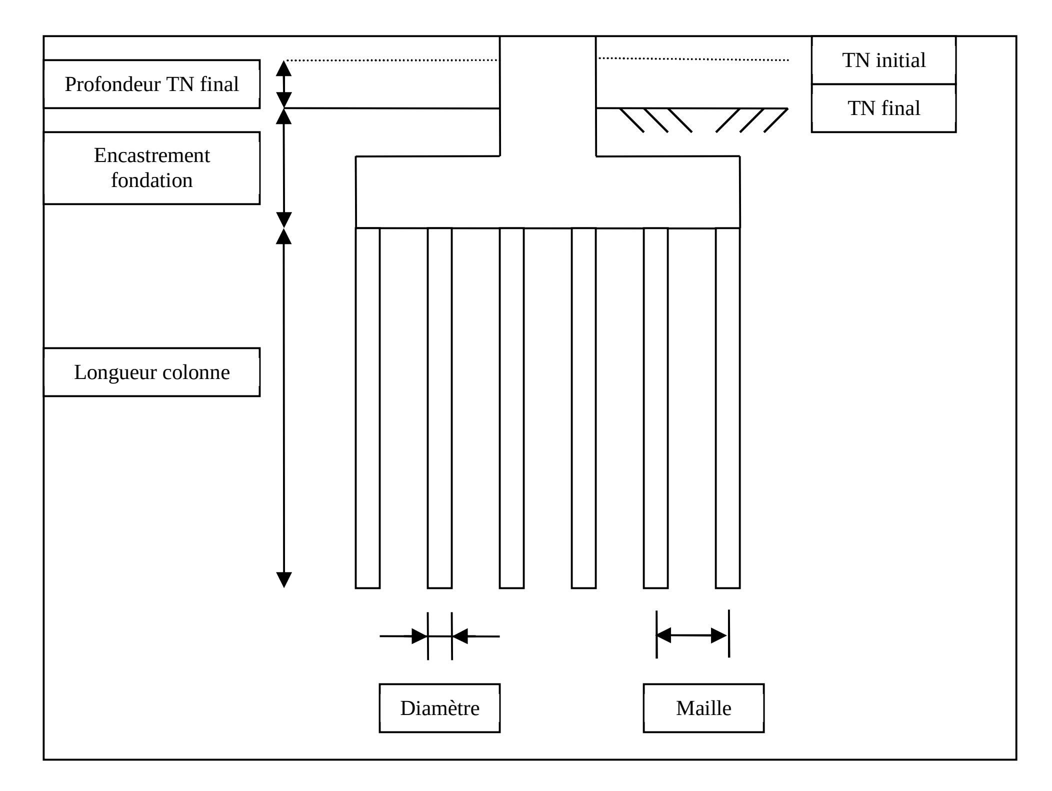
La définition des colonnes ballastées se fait en cliquant sur le bouton « configuration » de la section « 3 : Fondation » du tableau de bord.



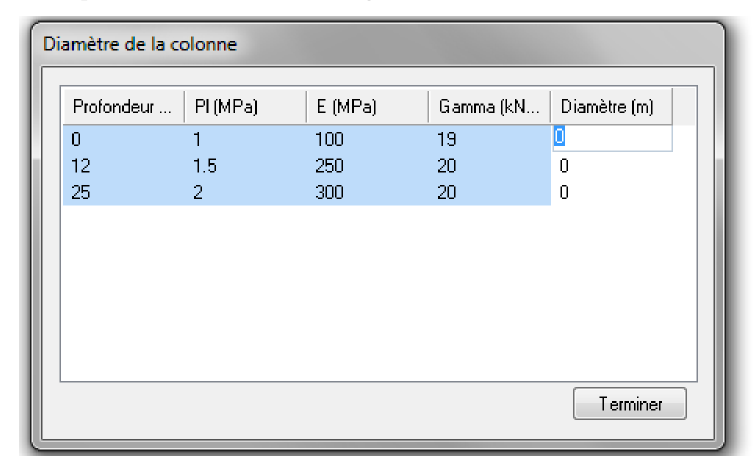





Les différentes dimensions demandées figurent sur le schéma ci-dessous :

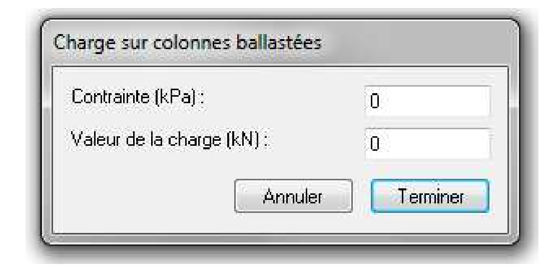



Cocher la case « Variation en fonction de la profondeur » provoque l'apparition d'une boîte de dialogue, où l'utilisateur doit saisir le diamètre de la colonne aux différentes profondeurs définies dans les essais pressiométriques (d'où l'importance de saisir le sondage avant les données concernant les colonnes ballastées).




## 2.2.3 Charge

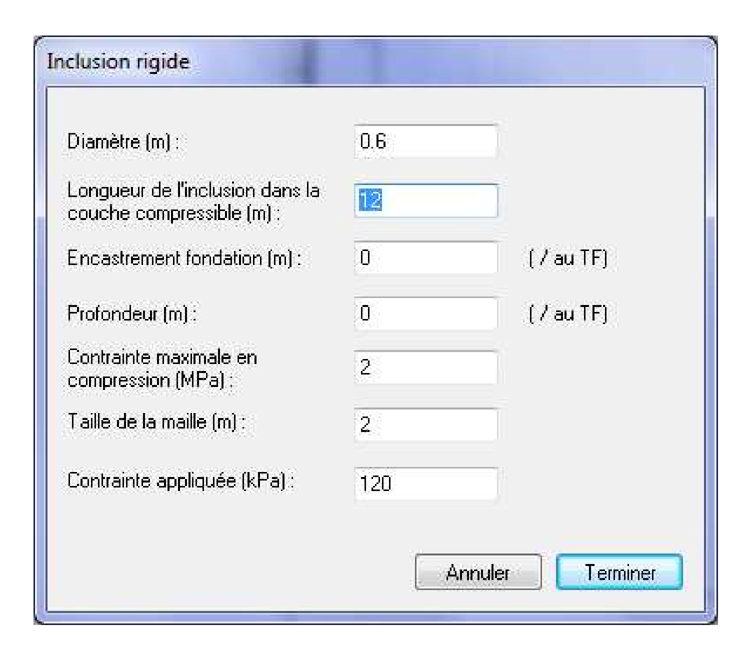
Si le type de colonnes choisi est « Colonnes sous semelle », la fenêtre apparaissant lorsque l'utilisateur appuie sur le bouton « Charge » du tableau de bord est celle figurant ci-dessous. Si le champ « Contrainte » est saisi, le champ « Valeur de la charge » est mis à jour automatiquement, en fonction des dimensions de la semelle. De même, si le champ « Valeur de la charge » est saisi, le champ « Contrainte » est mis à jour. Si le type de colonnes choisi est « Colonnes sous radier », seul le champ « Contrainte » est disponible.



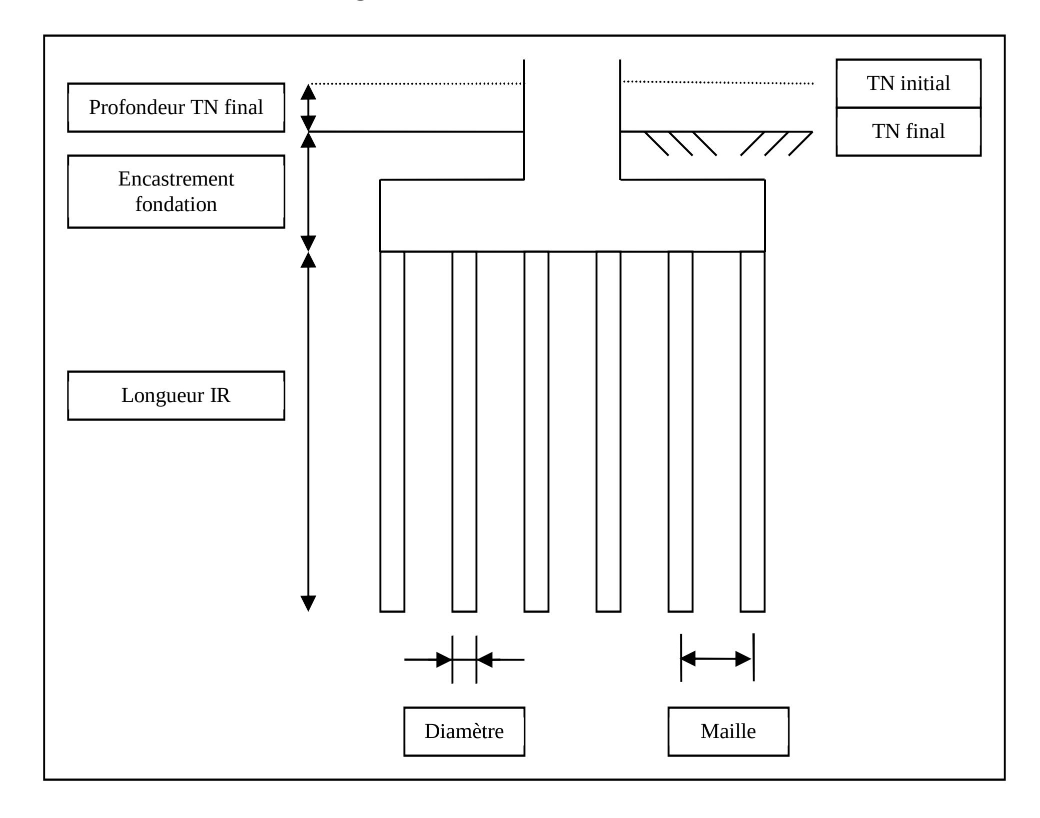
## 2.3 Saisie des inclusions rigides.

Comme pour les colonnes ballastées, le coefficient Rem est demandé (coefficient d'amélioration des caractéristiques du sol en place dû à la réalisation des inclusions rigides).

La définition des inclusions rigides se fait en cliquant sur le bouton « configuration » de la section « 3 : Fondation » du tableau de bord.




Les différentes dimensions demandées figurent sur le schéma ci-dessous :



# CONSIDERATIONS THEORIQUES

# SEMELLES

## 1. Capacité portante : Essai pressiométrique

### 1.1 Fascicule 62 Titre V

#### 1.1.1 Calcul de la contrainte de référence q'ref

$$q'_{ref} = \frac{(3 \cdot q_{max} + q_{min})}{4}$$

Avec

$$q_{max} = \frac{Q_v}{B \cdot L} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{B}\right) \quad q_{min} = \frac{Q_v}{B \cdot L} \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{e}{B}\right)$$

Où :
- Qv est la charge verticale appliquée à la fondation
- e est l'excentricité de la charge par rapport à l'axe central de la fondation

Si e > B/6

$$q_{max} = \frac{4 \cdot Q_v}{3 \cdot B' \cdot L} \quad q_{min} = 0 \quad \text{Avec } B' = \frac{3 \cdot (B - 2 \cdot e)}{2}$$

#### 1.1.2 Calcul de la contrainte ultime $\sigma_u$:

$$\sigma_u = \frac{(q'_u + q'_0)}{\gamma_q} \cdot i_{\delta\beta} + q'_0$$

Où :
- $q'_0$ est la contrainte effective après travaux au niveau de la base de la fondation, en faisant abstraction de celle-ci
- $q'_u$ la contrainte de rupture du sol
- $\gamma_q$ le facteur de sécurité (2 à l'ELU, 3 à l'ELS).
- $i_{\delta\beta}$ un coefficient minorateur prenant en compte la pente du talus et l'inclinaison de la charge

#### 1.1.3 Calcul de la contrainte effective $q'_0$ :

$$q'_0 = D \cdot \gamma - z_w \cdot \gamma_w$$

Où :
- D est la hauteur d'encastrement
- $\gamma$ le poids volumique du sol au-dessus de la fondation
- $z_w$ la hauteur d'eau au-dessus de la base de la fondation
- $\gamma_w$ le poids volumique de l'eau

#### 1.1.4 Calcul de la contrainte de rupture du sol $q'_u$ :

$$q'_u = k_p \cdot p_{le}{}^* - q'_0$$

Où :
- $p_{le}^*$ est la pression limite nette équivalente
- $k_p$ est le facteur de portance

### 1.1.5 Calcul de la pression limite $p_{le}^*$ :

$$log(p_{le}{}^*) = \frac{1}{1,5 \cdot B} \cdot \int_{D}^{D+1,5 \cdot B} log(p_l{}^*(z)) \cdot dz$$

Où :
- B est la largeur de la base de la fondation
- $P_l^*(z)$ les valeurs mesurées, interpolées linéairement suer une représentation logarithmique

### 1.1.6 Facteur de portance kp :

| TYPES DE SOL | EXPRESSION DE $k_p$ |
|---|---|
| Argiles et limons A, craies A | $0,8 \cdot \left[1 + 0,25 \cdot \left(0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L}\right) \cdot \frac{D_e}{B}\right]$ |
| Argiles et limons B | $0,8 \cdot \left[1 + 0,35 \cdot \left(0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L}\right) \cdot \frac{D_e}{B}\right]$ |
| Argiles C | $0,8 \cdot \left[1 + 0,50 \cdot \left(0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L}\right) \cdot \frac{D_e}{B}\right]$ |
| Sables A | $\left[1 + 0,35 \cdot \left(0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L}\right) \cdot \frac{D_e}{B}\right]$ |
| Sables et graves B | $\left[1 + 0,50 \cdot \left(0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L}\right) \cdot \frac{D_e}{B}\right]$ |
| Sables et graves C | $\left[1 + 0,80 \cdot \left(0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L}\right) \cdot \frac{D_e}{B}\right]$ |
| Craies B et C | $1,3 \cdot \left[1 + 0,27 \cdot \left(0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L}\right) \cdot \frac{D_e}{B}\right]$ |
| Marnes, marno-calcaires, roches altérées | $\left[1 + 0,27 \cdot \left(0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L}\right) \cdot \frac{D_e}{B}\right]$ |

### 1.1.7 Calcul de l'encastrement équivalent $D_e$:

$$D_e = \frac{1}{p_{le}{}^*} \cdot \int_{d}^{D} (p_l{}^*(z)) \cdot dz$$

Dans cette formule, d vaut en général 0, sauf si on souhaite ne pas tenir compte de couches de sol superficielles, de mauvaises caractéristiques.

### 1.1.8 Calcul du coefficient minorateur $i_{\delta\beta}$ :

#### 1.1.8.1 Pour les sols cohérents :

$$i_\delta = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2$$

Avec δ inclinaison de la charge.

L'annexe F1 paragraphe 3 du fascicule 62 n'évoque pas la prise en compte de l'influence du talus, dans le cas de sols cohérents.

GEOFOND utilise l'IN4470 de la SNCF où :

$$i_\beta = \left(1 - \frac{\theta_1}{90}\right)^2 \ avec\ \theta_1 = 90 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - c_{f(c)} \cdot \frac{\beta}{180} \cdot \left[max\left\{\left(1 - \frac{d}{8 \cdot B \cdot c_{f(c)}}\right); 0\right\}\right]^2}\right)$$

$$c_{f(c)} = max\left\{\left(1 - 0{,}4 \cdot \frac{B}{L}\right); 0{,}6\right\}$$

Où :

- d la distance entre l'arête aval de la fondation et le talus
- β l'angle de la pente par rapport à l'horizontale
- B la largeur de la fondation
- L la longueur de la fondation

<u>Prise en compte simultanée du talus et de l'inclinaison de la charge</u>

Si δ est « favorable » (inclinaison de la charge vers l'intérieur du talus)

$$i_{\delta\beta} = max\{i_\delta; i_\beta\}$$

Si δ est « défavorable » (inclinaison de la charge vers l'extérieur du talus)

$$i_{\delta\beta} = i_\delta \cdot i_\beta$$

### 1.1.8.2 *Pour les sols frottants :*

Inclinaison de la charge vers l'extérieur du talus

$$i_{\delta\beta} = \Phi_2(\beta' + \delta)$$

Inclinaison de la charge vers l'intérieur du talus

$$i_{\delta\beta} = \Phi_2(|\beta' - \delta|)$$

Avec :

$$\beta' = 45 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 0{,}9 \cdot \tan\beta \cdot (2 - \tan\beta) \cdot \left[max\left\{\left(1 - \frac{d_t}{2 \cdot B}\right); 0\right\}\right]^2}\right)$$

$$\Phi_2(x) = \left(1 - \frac{x}{90}\right)^2 \cdot \left(1 - e^{-\frac{D_e}{B}}\right) + \left[max\left\{\left(1 - \frac{x}{45}\right); 0\right\}\right]^2 \cdot e^{-\frac{D_e}{B}}$$

Où :

- $d_t$ la distance entre l'arête aval de la fondation et le talus
- β l'angle de la pente par rapport à l'horizontale

## 1.2 DTU 13.12

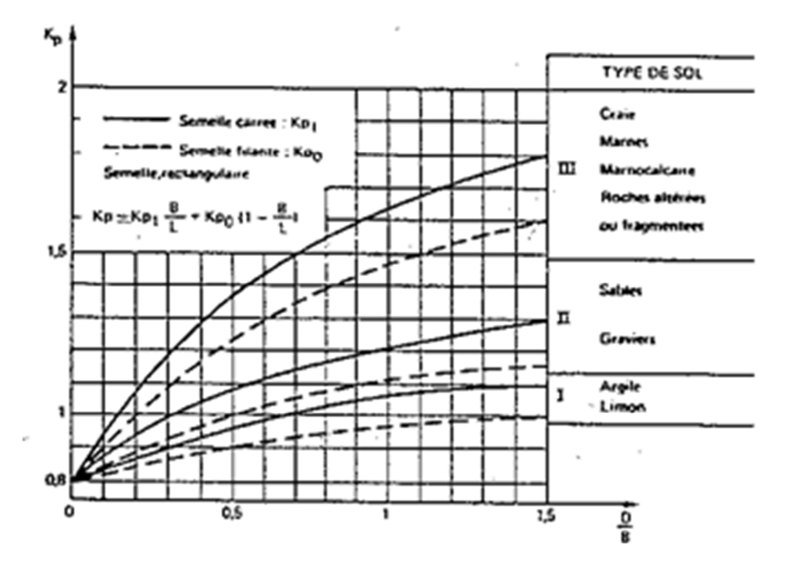
Les seules différences avec la méthode du Fascicule 62 exposée au paragraphe précédent concernent le calcul de la pression limite nette équivalente $p_{le}^*$, celui du facteur de portance $k_p$, et le coefficient minorateur $i_{\delta\beta}$.

La pression limite nette équivalente $p_{le}^*$ est donnée par la formule suivante :

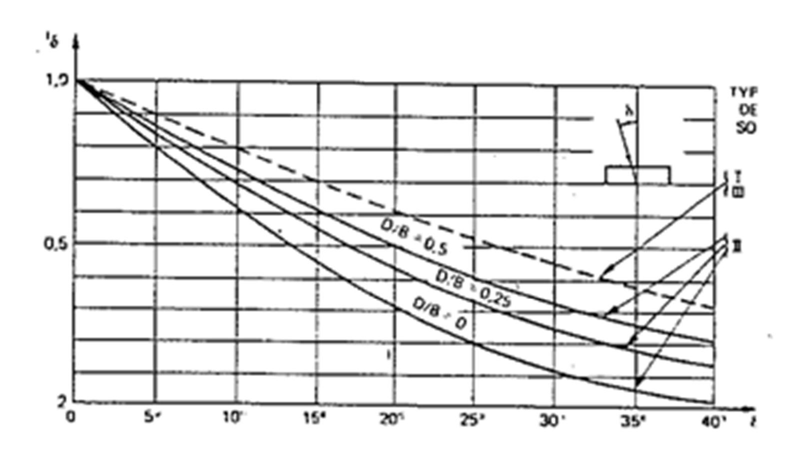
$$p_{le}^* = \frac{1}{1{,}5 \cdot B} \int_D^{D+1{,}5 \cdot B} p_l^*(z) \cdot dz$$

On écrête dans cette expression la courbe $p_l^*(z)$ à 1.5 fois sa valeur minimale sur l'intervalle considéré.

Le facteur de portance $k_p$ est déterminé par l'abaque suivant :




Le coefficient minorateur $i_\delta$ est déterminé par l'abaque suivant :




## 1.3 NF P 94-261 (Eurocode 7):

### *1.3.1 Vérification :*

$$V_d \leq \frac{A' \cdot q_{net}}{\gamma_{R;v} \cdot \gamma_{R;d;v}} + A \cdot q_0$$

Avec :

- $V_d$ descente de charge verticale à la base de la fondation (ELU fondamental et/ou accidentel)
- A' surface effective de la semelle (fonction de la géométrie de la fondation : cf. *NF P 94-261 Annexe Q*)
- A surface réelle de la semelle
- $q_0$ contrainte verticale totale à la base de la fondation après travaux en faisant abstraction de celle-ci.
- $\gamma_{R;v}$ facteur partiel de portance = 1.4 aux ELU fondamental et sismique
  = 1.2 ELU accidentel
  = 2.3 ELS
- qnet contrainte associée à la résistance nette du terrain
- γR;d;v facteur partiel de modèle lié à la méthode (γR;d;v = 1.2 NF P 94-261 §D.1(2))



## *1.3.2 Calcul de la contrainte associée à la résistance nette du terrain :*

$$q_{net} = k_p \cdot p_{le}^* \cdot i_\delta \cdot i_\beta$$

## *1.3.3 Calcul de la pression limite $p_{le}^*$ :*

$$log(p_{le}^*) = \frac{1}{h_r} \cdot \int_D^{D+h_r} log(p_l^*(z)) \cdot dz$$

Avec $p_l^*(z)$ les valeurs mesurées (cf. F62-V).

## *1.3.4 Détermination de $h_r$ :*

À l'ELS :

$$h_r = 1{,}5 \cdot B$$

À l'ELU : en fonction de la géométrie de la fondation et de l'excentricité de la charge

*Pour les fondations filantes de largeur B :*

$$h_r = 1{,}5 \cdot B \; si \; 1 - \frac{2 \cdot e}{B} \geq \frac{1}{2}$$

$$h_r = 3 \cdot B - 6 \cdot e \; si \; 1 - \frac{2 \cdot e}{B} < \frac{1}{2}$$

*Pour les fondations circulaires de diamètre B :*

$$h_r = 1{,}5 \cdot B \; si \; 1 - \frac{2 \cdot e}{B} \geq \frac{9}{16}$$

$$h_r = \frac{8 \cdot B}{3} - \frac{16 \cdot e}{3} \; si \; 1 - \frac{2 \cdot e}{B} < \frac{9}{16}$$

*Pour les fondations rectangulaires de largeur B et de longueur L :*

$$h_r = 1{,}5 \cdot B \; si \; \left(1 - \frac{2 \cdot e_L}{B}\right) \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_B}{B}\right) \geq \frac{1}{2}$$

$$h_r = min\{3 \cdot B - 6 \cdot e_B ; 3 \cdot B - 6 \cdot e_L\} \cdot e \; si \left(1 - \frac{2 \cdot e_L}{B}\right) \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_B}{B}\right) < \frac{1}{2}$$

## *1.3.5 Calcul de $k_p$ :*

*Pour les fondations filantes de largeur B/L = 0 ou carrées B/L = 1* :

$$k_p = k_{p0} + \left(a + b \frac{D_e}{B}\right) \cdot \left(1 - e^{-c\frac{D_e}{B}}\right)$$

Avec a, b, c et $k_{p0}$ définis dans le tableau ci-après.

*Pour les fondations rectangulaires*

$$k_{p;\frac{B}{L}} = k_{p;\frac{B}{L}=0} \cdot \left(1 - \frac{B}{L}\right) + k_{p;\frac{B}{L}=1} \cdot \left(\frac{B}{L}\right)$$





| Catégorie de sol | | Expression de $k_p$ | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | a | b | c | $k_{p0}$ |
| Argiles et limons | Semelle filante | 0,2 | 0,02 | 1,3 | 0,8 |
| | Semelle carrée | 0,3 | 0,02 | 1,5 | 0,8 |
| Sables et graves | Semelle filante | 0,3 | 0,05 | 2 | 1 |
| | Semelle carrée | 0,22 | 0,18 | 5 | 1 |
| Craies | Semelle filante | 0,28 | 0,22 | 2,8 | 0,8 |
| | Semelle carrée | 0,35 | 0,31 | 3 | 0,8 |
| Marnes et Marno-calcaires ; Roches altérées | Semelle filante | 0,2 | 0,2 | 3 | 0,8 |
| | Semelle carrée | 0,2 | 0,3 | 3 | 0,8 |

## 1.3.6 *Calcul de $D_e$ :*

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_d^D p_l^*(z) \cdot dz$$

Avec d = 0 sauf couches très mauvaises en surface, sauf si on souhaite ne pas tenir compte de couches de sol superficielles, de mauvaises caractéristiques.

## 1.3.7 *Calcul du coefficient minorateur $i_{\beta\delta}$ :*

### 1.3.7.1 *Sol purement cohérent (comportement non drainé (=argiles) ; $\phi$=0)*

$$i_{\delta;c;D_e/B} = \left(1 - \frac{\delta_d}{90}\right)^2$$

*Si d < 8.B*

$$i_{\beta;c;D_e/B} = 1 - \frac{\beta}{180} \cdot \left(1 - \frac{d}{8B}\right)^2$$

Sinon

$$i_{\beta;c;D_e/B} = 1$$

### 1.3.7.2 *Sol purement frottant (comportement drainé (= sables) ; c'=0)*

*Si $\delta_d$ < 45 °*

$$i_{\delta;f;D_e/B} = \left(1 - \frac{\delta_d}{90}\right)^2 - \frac{\delta_d}{90}\left(2 - 3\frac{\delta_d}{90}\right) \cdot e^{-\frac{D_e}{B}}$$

*Si $\delta_d$ > 45 °*

$$i_{\delta;f;D_e/B} = \left(1 - \frac{\delta_d}{90}\right)^2 - \left(1 - \frac{\delta_d}{90}\right)^2 \cdot e^{-\frac{D_e}{B}}$$

$Si\ d + \frac{D_e}{tan\,\beta} < 8B$

$$i_{\beta;f;D_e/B} = 1 - 0.9 \cdot tan\,\beta \cdot (2 - tan\,\beta) \cdot \left(1 - \frac{d + \frac{D_e}{tan\,\beta}}{8B}\right)^2$$

Sinon

$$i_{\beta;f;D_e/B} = 1$$

### 1.3.7.3 Sol frottant cohérent (sols intermédiaires, marnes, calcaires, roches altérées) ; c'>0 ; ϕ'>0)

$$i_{\delta;cf;D_e/B} = i_{\delta;f;D_e/B} + \left(i_{\delta;c;D_e/B} - i_{\delta;f;D_e/B}\right) \cdot \left(1 - e^{-\frac{\alpha c}{\gamma \cdot B \cdot tan\,\varphi}}\right)$$

- γ = poids volumique
- c = cohésion
- ϕ = angle de frottement
- α = 0.6

$$i_{\beta;cf;\frac{D_e}{B}} = i_{\beta;f;\frac{D_e}{B}} + \left(i_{\beta;c;\frac{D_e}{B}} - i_{\beta;f;\frac{D_e}{B}}\right) \cdot \left(1 - e^{-\frac{\alpha c}{\gamma \cdot B \cdot \tan\varphi}}\right)$$

- γ = poids volumique
- c = cohésion
- ϕ = angle de frottement
- α = 0.6

### 1.3.7.4 Prise en compte simultanée de $i_\delta$ et de $i_\beta$:

Si l'inclinaison de l'effort est vers l'extérieur du talus, alors :

$$q_{net} = k_p \cdot p^*_{le} \cdot i_\delta \cdot i_\beta$$

Si l'inclinaison de l'effort est vers l'intérieur du talus, alors :

$$q_{net} = k_p \cdot p^*_{le} \cdot i_{\delta\beta}$$

Avec :

$$i_{\delta\beta} = \min\left(\frac{i_\beta}{i_\delta}; i_\delta\right)$$

# 2. Tassement : Essai pressiométrique

## 2.1 Fascicule 62 Titre V

Le tassement final $S_f$ est calculé de la façon suivante :

$$S_f = S_c + S_d$$

$$S_c = \frac{\alpha}{9 \cdot E_c} \cdot \left(q'_{ref} - \sigma'_{v0}\right) \cdot \lambda_c \cdot B$$

$$S_c = \frac{2}{9 \cdot E_d} \cdot \left(q'_{ref} - \sigma'_{v0}\right) \cdot 0{,}6 \cdot \left(\lambda_d \cdot \frac{B}{0{,}6}\right)^{\alpha}$$

Où :

- $\alpha$ est le coefficient rhéologique, dépendant de la nature du sol
- $\sigma'_{v0}$ est la contrainte verticale effective avant travaux
- $\lambda_c$ et $\lambda_d$ sont des coefficients de forme (voir tableau ci-dessous) :

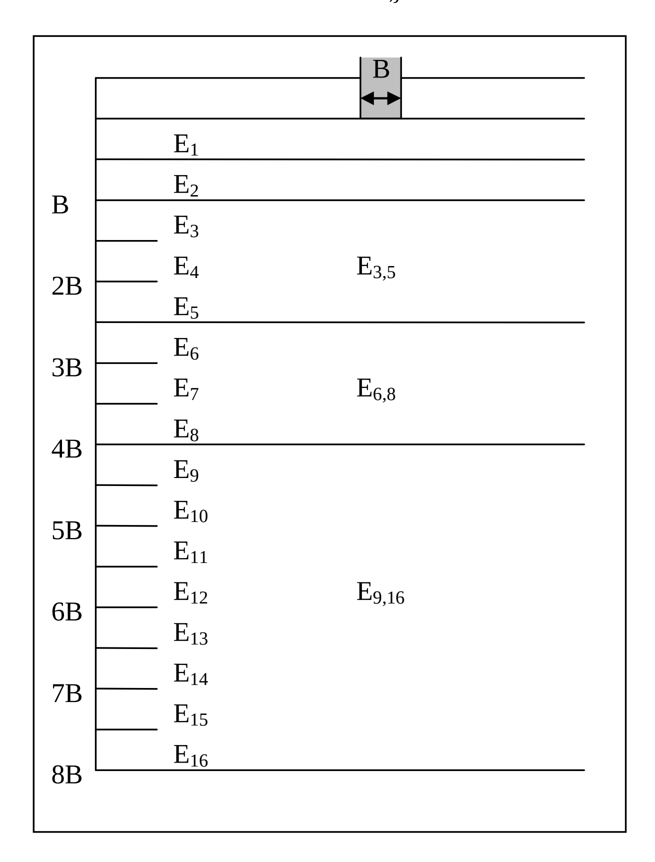
| L/B | cercle | carré | 2 | 3 | 5 | 20 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $\lambda_c$ | 1.00 | 1.10 | 1.20 | 1.30 | 1.40 | 1.50 |
| $\lambda_d$ | 1.00 | 1.12 | 1.53 | 1.78 | 2.14 | 2.65 |

$E_c$ et $E_d$ sont des modules pressiométriques

Le calcul des modules pressiométriques $E_c$ et $E_d$ nécessite la connaissance des $E_i$, valeurs moyennes harmoniques des modules préssiométriqueE(z) mesurés dans la i[ème] tranche d'épaisseur B/2 sous la base de la fondation.

On définit par ailleurs les $E_{i,j}$, par :

$$\frac{j-i+1}{E_{i,j}} = \sum_{k=i}^{j} \frac{1}{E_k}$$



On a :

$$E_c = E_1$$

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0{,}85 \cdot E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2{,}5 \cdot E_{6,8}} + \frac{1}{2{,}5 \cdot E_{9,16}}$$

Si on ne connaît pas les valeurs jusqu'à une profondeur suffisante, les formules suivantes sont utilisées :

$$\frac{3{,}6}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0{,}85 \cdot E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2{,}5 \cdot E_{6,8}}$$

Ou :

$$\frac{3{,}2}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0{,}85 \cdot E_2} + \frac{1}{E_{3,5}}$$

Le coefficient α peut soit être donné constant sur toute la hauteur du sol, soit saisi en fonction de la profondeur, au même titre que les modules pressiométriques et les pressions limites.

Dans ce dernier cas, un coefficient α moyen est calculé, exactement de la même manière que le coefficient $E_d$.

## 2.2 NF 94-261 (Eurocode 7)

Calcul idem que pour la méthode du fascicule 62 sauf pour le calcul de $E_d$ :

$$\frac{1}{E_d} = \frac{0.25}{E_1} + \frac{0.3}{E_2} + \frac{0.25}{E_{3;5}} + \frac{0.1}{E_{6;8}} + \frac{0.1}{E_{9;16}}$$

Si les valeurs $E_9$ à $E_{16}$ ne sont pas connues mais considérées comme supérieures aux valeurs sus-jacentes sur la base d'une connaissance géologique et géotechnique du site suffisante, $E_d$ peut se calculer comme suit :

$$\frac{1}{E_d} = \frac{0.25}{E_1} + \frac{0{,}3}{E_2} + \frac{0.278}{E_{3;5}} + \frac{0.111}{E_{6;8}}$$

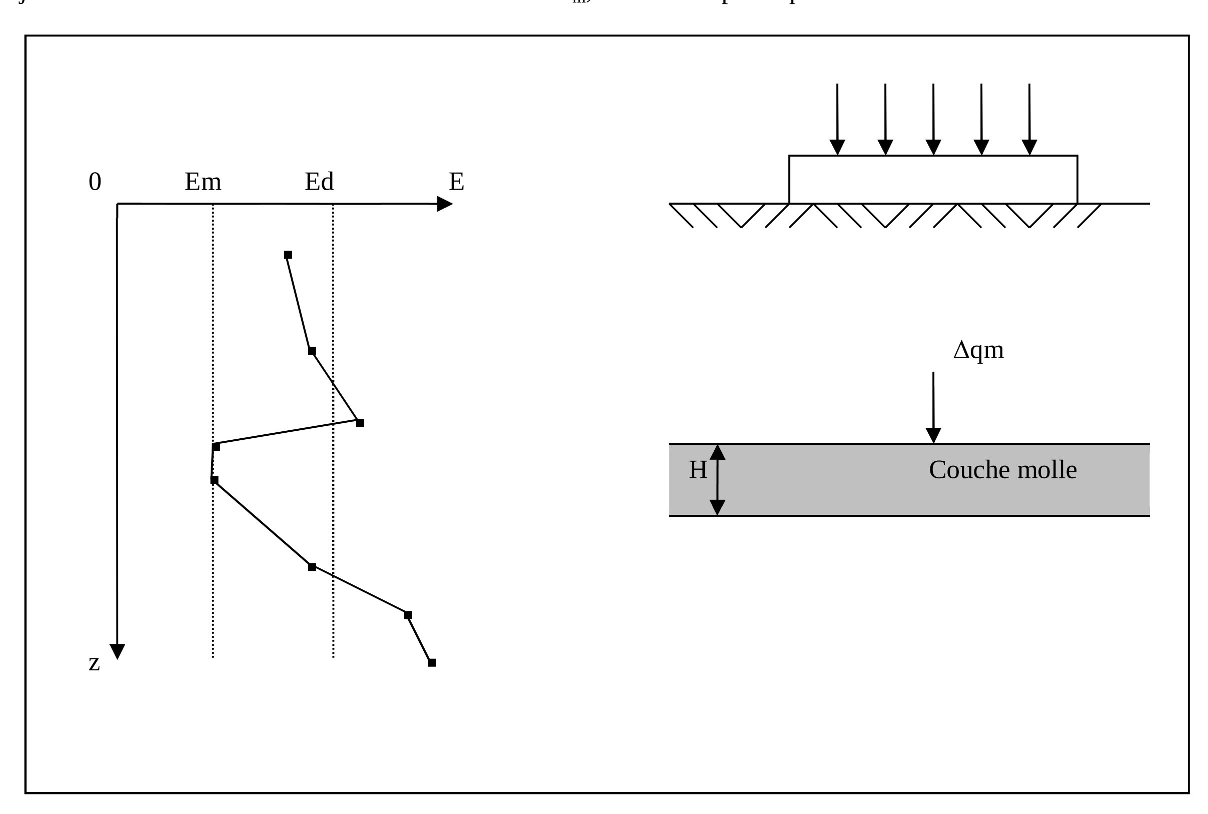
Si les valeurs $E_6$ à $E_{16}$ ne sont pas connues, mais considérées comme supérieures aux valeurs sus-jacentes sur la base d'une connaissance géologique et géotechnique du site suffisante, $E_d$ peut se calculer comme suit :

$$\frac{1}{E_d} = \frac{0.313}{E_1} + \frac{0.368}{E_2} + \frac{0.313}{E_{3;5}}$$

## 2.3 Prise en compte d'une couche molle

Lorsqu'une couche molle est définie, les caractéristiques pressiométriques saisies à l'intérieur de cette couche sont ignorées pour le calcul des tassements.
Elles sont remplacées par des valeurs interpolées linéairement.

On ajoute en revanche au tassement total un tassement $S_m$, tassement spécifique de la couche molle.




$$S_m = \alpha_m \left(\frac{1}{E_m} - \frac{1}{E_d}\right) \cdot \Delta q_m \cdot H$$

Où :

- $\alpha_m$ est la moyenne du coefficient rhéologique de la couche molle
- $E_m$ est le module pressiométrique moyen de la couche molle
- Ed est calculé comme expliqué au paragraphe 6.1.1.2, mais en substituant aux valeurs de la couche molle des valeurs du même ordre de grandeur que pour les autres couches
- $\Delta q_m$ est la valeur de la surcharge au niveau de la couche molle estimée en général au moyen des formules de Boussinesq
- H est l'épaisseur de la couche molle

# 3. Capacité portante : Essai pénétromètrique statique

## 3.1 Fascicule 62 Titre V

La formule générale permettant de calculer la capacité portante est similaire à celle des méthodes pressiométriques.

À la différence du calcul de la contrainte ultime $q'_u$

$$q'_u = k_c \cdot q_{ce} + q'_0$$

Où :

- $q_{ce}$ est la résistance de pointe équivalente
- $k_c$ est le facteur de portance

### 3.1.1 *Facteur de portance $k_c$*

| TYPES DE SOL | EXPRESSION DE $k_p$ |
|---|---|
| Argiles et limons | $0,32 \cdot \left[1 + 0,25 \cdot \left(0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L}\right) \cdot \frac{D_e}{B}\right]$ |
| Sables A | $0,14 \cdot \left[1 + 0,35 \cdot \left(0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L}\right) \cdot \frac{D_e}{B}\right]$ |
| Sables et graves B | $0,11 \cdot \left[1 + 0,50 \cdot \left(0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L}\right) \cdot \frac{D_e}{B}\right]$ |
| Sables et graves C | $0,08 \cdot \left[1 + 0,80 \cdot \left(0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L}\right) \cdot \frac{D_e}{B}\right]$ |
| Craies B | $0,17 \cdot \left[1 + 0,27 \cdot \left(0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L}\right) \cdot \frac{D_e}{B}\right]$ |

### 3.1.2 *Résistance de pointe équivalente $q_{ce}$*

$$q_{ce} = \frac{1}{b + 3 \cdot a} \int_{D-b}^{D+3 \cdot a} q_{cc}(z) \cdot dz$$

Où :

- a est le maximum entre 0.5 et B/2
- b est le minimum entre a et h
- h est la hauteur de fondation contenue dans la formation porteuse
- $q_{cc}(z)$ est la résistance de pointe corrigée, que l'on obtient en écrêtant le diagramme des $q_c(z)$ mesurés à 1.3 $q_{cm}$.
- $q_{cm}$ est la valeur moyenne de la résistance de pointe, donnée par :

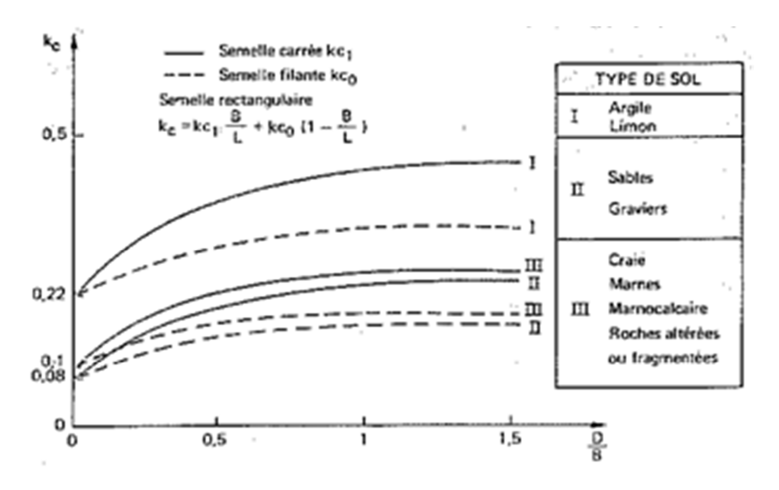
$$q_{cm} = \frac{1}{b + 3 \cdot a} \int_{D-b}^{D+3 \cdot a} q_c(z) \cdot dz$$

## 3.2 DTU 13.12

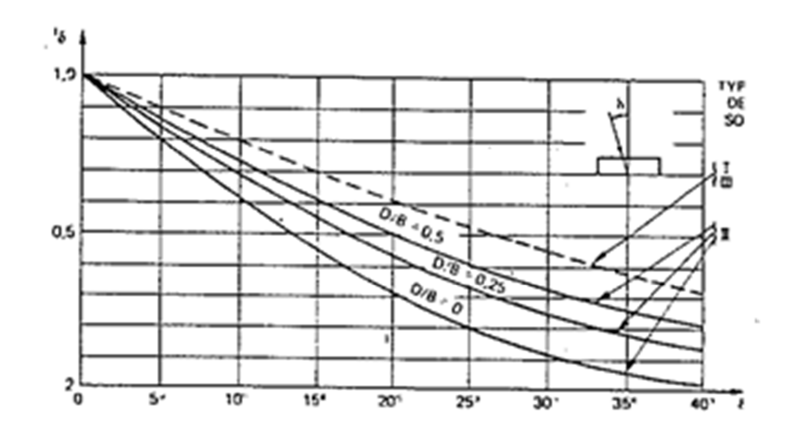
Seule différence avec le calcul précédent concernent la résistance de pointe $q_{ce}$, le facteur de portance $k_c$, et le coefficient minorateur $i_{\delta\beta}$.

La résistance de pointe équivalente $q_{ce}$ est calculée de la même manière que celle décrite dans le fascicule 62.
Le seul changement concerne les bornes d'intégration, qui deviennent respectivement D et D + 1.5 B.

Le facteur de portance $k_c$ est déterminé par l'abaque suivant :




Le coefficient minorateur $i_{\delta\beta}$ est déterminé par l'abaque suivant :




## 3.3 NF P 94-261 :

### 3.3.1 Vérification :

Identique à la méthode pressiométrique

### 3.3.2 Calcul de la contrainte associée à la résistance nette du terrain :

$$q_{net} = k_c \cdot q_{ce} \cdot i_\delta \cdot i_\beta$$





### 3.3.3 Calcul de la pression limite $q_{ce}$ :

$$q_{ce} = \frac{1}{h_r} \int_{D}^{D+h_r} q_{cc}(z) \cdot dz$$

Avec :
$q_{cc}$ (z) = résistance de pointe corrigée, obtenue en calculant la valeur moyenne $q_{cm}$ de la résistance de pointe lissée entre D et D+$h_r$, et en écrêtant s'il y a lieu le diagramme $q_c$(z) à la valeur $1.3 \cdot q_{cm}$

### 3.3.4 Détermination de $h_r$ :

Identique à la méthode pressiométrique

### 3.3.5 Calcul de $k_c$ :

*Pour des semelles filantes (B/L = 0) ou carrées (B/L=1) :*

$$k_c = k_{c0} + \left(a + b\frac{D_e}{B}\right) \cdot \left(1 - e^{-c\frac{D_e}{B}}\right)$$

Avec a, b, c et $k_{c0}$ définis ci-après.

*Pour les fondations rectangulaires*

$$k_{c;\frac{B}{L}} = k_{c;\frac{B}{L}=0}\left(1 - \frac{B}{L}\right) + k_{c;\frac{B}{L}=1}\left(\frac{B}{L}\right)$$

| Catégorie de sol | | Expression de $k_c$ | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | a | b | c | $k_{c0}$ |
| Argiles et limons | Semelle filante | 0,07 | 0,007 | 1,3 | 0,27 |
| | Semelle carrée | 0,1 | 0,007 | 1,5 | 0,27 |
| Sables et graves | Semelle filante | 0,04 | 0,006 | 2 | 0,09 |
| | Semelle carrée | 0,03 | 0,02 | 5 | 0,09 |
| Craies | Semelle filante | 0,04 | 0,03 | 3 | 0,11 |
| | Semelle carrée | 0,04 | 0,04 | 3 | 0,11 |
| Marnes et Marno-calcaires ; Roches altérées | Semelle filante | 0,04 | 0,03 | 3 | 0,11 |
| | Semelle carrée | 0,05 | 0,04 | 3 | 0,11 |

### 3.3.6 Calcul de $D_e$ :

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_d^D q_{cc}(z) \cdot dz$$

Avec d = 0, sauf couches très mauvaises en surface, sauf si on souhaite ne pas tenir compte de couches de sol superficielles, de mauvaises caractéristiques.

### 3.3.7 Calcul du coefficient minorateur $i_{\beta\delta}$ :

Identique à la méthode pressiométrique

## 3.4 Bowles

La formule donnant la capacité portante par la méthode de Bowles est dépendante du type de sol et de la forme de la semelle

| | Argiles | Sables |
|---|---|---|
| Filantes | $q'_u = \frac{(2 + 0{,}28 \cdot q_{cm} \cdot 10)}{10}$ | $q'_u = \frac{(28 + 0{,}0052 \cdot (300 - \cdot q_{cm} \cdot 10)^{1{,}5})}{10}$ |
| Carrées | $q'_u = \frac{(5 + 0{,}34 \cdot q_{cm} \cdot 10)}{10}$ | $q'_u = \frac{(48 + 0{,}009 \cdot (300 - \cdot q_{cm} \cdot 10)^{1{,}5})}{10}$ |
| (Avec $q'_u$ et $q_{cm}$ en MPa). | | |

Les capacités portantes à l'ELS et à l'ELU sont définies par respectivement $\frac{q'u}{3}$ et $\frac{q'u}{2}$.

Dans ces formules, la résistance de pointe moyenne $q_{cm}$ est déterminée par :

$$q_{cm} = \frac{1}{0{,}6 \cdot B} \cdot \int_{D+0{,}5 \cdot B}^{D+1{,}1 \cdot B} q_c(z) \cdot dz$$

# 4. Tassement : Essai au pénétromètre statique

## 4.1 Méthode de Meyeroff :

On calcule de nouveau une résistance de pointe moyenne $q_{cm}$, de la façon suivante :

$$q_{cm} = \frac{1}{B}\int_{D}^{D+B} q_c(z) \cdot dz$$

On détermine ensuite le tassement selon Meyerhoff par la formule suivante :

$$S_f = 1{,}27 \cdot \frac{(q_{ref} - q'_0)}{q_{cm}} \cdot \left(\frac{B}{B + 0.3048}\right)^2$$

(avec B en mètres).

## 4.2 Méthode de Schmertmann :

$$S_f = C_1 \cdot C_2 \cdot (q_{ref} - q'_0) \cdot \int_{D}^{D+2\cdot B} \frac{I(z)}{a(z) \cdot q_c(z)} \cdot dz$$

Où $C_1$ et $C_2$ sont des coefficients donnés par les relations suivantes :

$$C_1 = 1 - 0{,}5 \cdot \frac{q'_0}{q_{ref} - q'_0}$$

$$C_2 = 1 + 0{,}2 \cdot log\left(\frac{t}{0.1}\right)$$

Avec :

- t le temps considéré, en années
- I(z) la fonction de pondération définie par :

Si $z \in [D; D + B/2]$

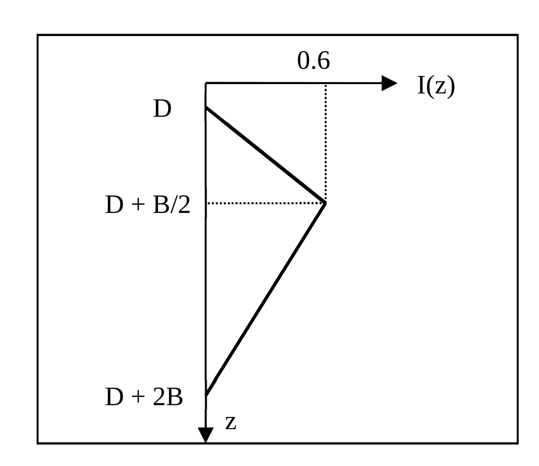
$$I(z) = 0{,}6 \cdot \frac{z - D}{B/2}$$

Si $z \in ]D + B/2 ; D + 2 \cdot B]$

$$I(z) = 0{,}6 \cdot \left(1 - \frac{z - D - B/2}{2 \cdot B - B/2}\right)$$

Sinon

$$I(z) = 0$$



- a(z) sont les rapports $E/q_c$ définis par l'utilisateur, en fonctions des types de sols. Quelques valeurs sont proposées ci-dessous.

| Types de sol | Rapport $E/q_c$ |
|---|---|
| Sables | 2 |
| Limons | 3 |
| Argiles | 4.5 |

## 4.3 Méthode de Schmertmann modifié :

Les modifications portent sur :

Le calcul de $C_2$ :

$$C_2 = 1{,}2 + 0{,}2 \cdot log\left(\frac{t}{0.1}\right)$$

Avec t le temps considéré, en années

La fonction de pondération I(z) :

Si $z \leq Z_p$

$$I(z) = I_0 + (I_{zp} - I_0) \cdot \frac{z - D}{Z_p - D}$$

Si $z > Z_p$

$$I(z) = I_{zp} - \left(\frac{I_{zp}}{Z_{max} - Z_p}\right) \cdot (z - Z_p)$$

Avec :

$$I_{zp} = 0{,}5 + 0{,}1 \cdot \sqrt{\frac{q_{ref} - q'_0}{q'_{zp}}}$$

$q'_{zp}$ contrainte initiale à la profondeur $Z_p$

Pour une semelle rectangulaire où $L \leq 10 \cdot B$ :

$$Z_p = D + \frac{(L + 8 \cdot B)}{18}$$

$$Z_{max} = D + \frac{(2 \cdot L + 16 \cdot B)}{9}$$

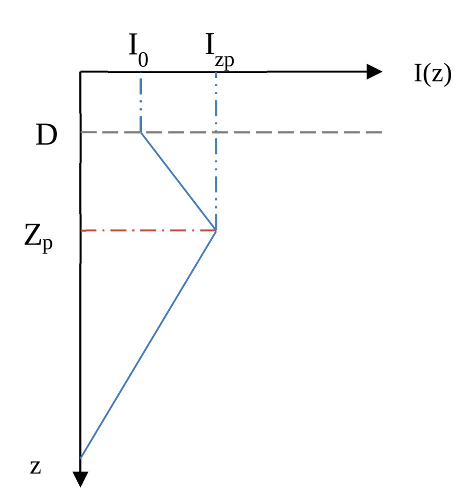
$$I_0 = \frac{\frac{L}{B} + 8}{90}$$

Pour une semelle filante e où $L > 10 \cdot B$

$$Z_p = D + B$$

$$Z_{max} = D + 4 \cdot B$$

$$I_0 = 0{,}2$$




## 4.4 Méthode de NF P 94-261 :

$$S_f = C_1 \cdot C_2 \cdot (q_{ref} - q'_0) \cdot \int_D^{D+2\cdot B} \frac{I(z)}{C_3 \cdot E} \cdot dz$$

Où : $C_1$ et $C_2$ et $C_3$ sont des coefficients donnés par les relations suivantes :

$$C_1 = 1 - 0{,}5 \cdot \frac{q'_0}{q_{ref} - q'_0}$$

$$C_2 = 1{,}2 + 0{,}2 \cdot log\left(\frac{t}{0.1}\right)$$

$$C_3 = 1{,}25 \; si \; fondations \; carrées$$

$$C_3 = 1{,}75 \; si \; fondations \; filantes \; L \leq 10 \cdot B$$

Avec :

- t le temps considéré, en années
- I(z) la fonction de pondération définie par :

Si $z \leq Z_p$

$$I(z) = I_0 + (I_{zp} - I_0) \cdot \frac{z - D}{Z_p - D}$$

Si $z > Z_p$

$$I(z) = I_{zp} - \left(\frac{I_{zp}}{Z_{max} - Z_p}\right) \cdot (z - Z_p)$$

Avec :

$$I_{zp} = 0{,}5 + 0{,}1 \cdot \sqrt{\frac{q_{ref} - q'_0}{q'_{zp}}}$$

$q'_{zp}$ contrainte initiale à la profondeur $Z_p$



Pour une semelle carrée :

$$Z_p = D + B/2$$
$$Z_{max} = D + 2 \cdot B$$
$$I_0 = 0{,}1$$

Pour une semelle filante e où $L > 10 \cdot B$ :

$$Z_p = D + B$$
$$Z_{max} = D + 4 \cdot B$$
$$I_0 = 0{,}2$$

# 5. Tassements fondées sur la déformation unidimensionnel des sols NF P 94-261

Le tassement peut être estimè en utilisant la formule suivante

$$s = q \cdot \int \frac{I_z(z)}{D(z)} \cdot dz$$

Où :
- $I_z$ est le coefficient d'influence déterminé à partir de la théorie de Boussinesq ;
- D(z) est le module du sol à la profondeur z qui est déterminé par
  - essai pressiométrique :$D(z) = \frac{E_m(z)}{\alpha(z)}$
  - essai pénétromètre $D(z) = q_c(z) \cdot \frac{E}{qc}(z)$

# 6. Raideurs des sols NF P 94-261

## 6.1 Calcul de la raideur verticale $K_v$

| | |
|---|---|
| Fondation circulaire de diamètre B | $K_v = \frac{E \cdot B}{1 - \nu^2}$ |
| Fondation rectangulaire de dimension L et B | $K_v = \frac{E}{2 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \beta_v \cdot \sqrt{B \cdot L}$<br>$\beta_v = 1{,}55 \cdot \left(\frac{L}{B}\right)^{0{,}25} + 0{,}8 \cdot \left(\frac{B}{L}\right)^{0{,}5}$ |
| Fondation carré de largeur B | $K_v = \frac{2{,}35 \cdot E \cdot B}{2 \cdot (1 - \nu^2)}$ |
| Fondation filante de largeur B (par unité de longueur) | $K_v \approx \frac{0{,}73 \cdot E}{2 \cdot (1 - \nu^2)}$ |

Où :
- E Moule d'Young caractéristique du massif de sol ;
- ν coefficient de Poisson du massif de sol ;




## 6.2 Calcul de la raideur en translation $K_B$ et $K_L$

| | |
|---|---|
| Fondation circulaire de diamètre B | $K_B = K_L = \frac{4 \cdot E \cdot B}{(2-\nu)\cdot(1+\nu)}$ |
| Fondation rectangulaire de dimension L et B | $K_B = \frac{E}{2\cdot(2-\nu)\cdot(1+\nu)} \cdot \beta_B \cdot \sqrt{B \cdot L}$ <br> $\beta_B = 3{,}4 \cdot \left(\frac{L}{B}\right)^{0{,}15} + 1{,}2 \cdot \left(\frac{B}{L}\right)^{0{,}5}$ <br> $K_L = \frac{E}{2\cdot(2-\nu)\cdot(1+\nu)} \cdot \beta_L \cdot \sqrt{B \cdot L}$ <br> $\beta_B = 3{,}4 \cdot \left(\frac{L}{B}\right)^{0{,}15} + 0{,}4 \cdot \left(\frac{L}{B}\right)^{0{,}5} + 0{,}8 \cdot \left(\frac{B}{L}\right)^{0{,}5}$ |
| Fondation carré de largeur B | $K_v = \frac{2{,}3 \cdot E \cdot B}{(2-\nu)\cdot(1+\nu)}$ |
| Fondation filante de largeur B (par unité de longueur) | $k_v \approx \frac{E}{(2-\nu)\cdot(1+\nu)}$ |

Où :
- E Moule d'Young caractéristique du massif de sol ;
- ν coefficient de Poisson du massif de sol ;

## 6.3 Calcul de la raideur en rotation $K_{\theta;B}$ et $K_{\theta;L}$

| | |
|---|---|
| Fondation circulaire de diamètre B | $K_{\theta;B} = K_{\theta;B} = \frac{B^2}{6} \cdot K_v$ |
| Fondation rectangulaire de dimension L et B | $K_{\theta;B} \approx B^2 \cdot \frac{0{,}4 \cdot \left(\frac{L}{B}\right)^{0{,}5} + 0{,}1 \cdot \left(\frac{B}{L}\right)^{0{,}5}}{\beta_v} \cdot K_v$ <br> $K_{\theta;L} \approx B^2 \cdot \frac{0{,}4 \cdot \left(\frac{L}{B}\right)^{1{,}9} + 0{,}034 \cdot \left(\frac{B}{L}\right)^{0{,}5}}{\beta_v} \cdot K_v$ |
| Fondation carré de largeur B | $K_{\theta;B} = K_{\theta;L} \approx \frac{B^2}{2 \cdot \beta_v} \cdot K_v$ |
| Fondation filante de largeur B (par unité de longueur) | $K_{\theta;L} \approx 2{,}15 \cdot B^2 \cdot K_v$ |

Où :
- E Moule d'Young caractéristique du massif de sol ;
- ν coefficient de Poisson du massif de sol ;

# 7. Capacité portante : Essai laboratoire c et φ

## 7.1 DTU13.12

Calcul de la contrainte ultime $q'_u$

$$q'_u = i_c \cdot S_c \cdot N_c \cdot c + \frac{1}{2} \cdot S_\gamma \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma + S_q \cdot \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot i_q$$

Où :

- $S_c$, $S_\gamma$ et $S_q$ sont des coefficients de forme, définis par :

$$S_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L}$$
$$S_c = 1 - 0,2 \cdot \frac{B}{L}$$
$$S_q = 1$$

- $N_c$, $N_\gamma$ et $N_q$ sont des paramètres sans dimension, dont les valeurs en fonction de φ sont données ci-dessous.

En cas d'excentrement e non nul de la charge, on considère, à la place de la largeur B, une largeur B' équivalente telle que B'=B-2e

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan\varphi} \cdot \left(\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)\right)^2$$
$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan\varphi}$$

| **φ** | **$N_\gamma$** |
|---|---|
| 0 | 0.00 |
| 5 | 0.10 |
| 10 | 0.50 |
| 15 | 1.40 |
| 20 | 3.50 |
| 25 | 8.10 |
| 30 | 18.10 |
| 35 | 41.10 |
| 40 | 100.00 |
| 45 | 254.00 |

- $i_c$, $i_q$ et $i_\gamma$ permettent la prise en compte de l'inclinaison δ de la charge par rapport à la verticale.

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{2 \cdot \delta}{\pi}\right)^2 \qquad i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\pi}\right)^2$$

En cas d'excentrement e non nul de la charge, on considère, à la place de la largeur B, une largeur B' équivalente telle que B'=B-2e.

A l'ELS :

$$q'_{els} = \frac{q'_u - q'_0}{3} + q'_0$$

A l'ELU :

$$q'_{elu} = \frac{q'_u - q'_0}{2} + q'_0$$

## 7.2 NF P 94 – 261

Mêmes calculs qu'avec les essais pressiométrique, sauf calcul de $q_{net.}$

### *7.2.1 Conditions non drainées*

$$q_{net} = (\pi + 2) \cdot c_u \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q$$

Avec :

- q pression de surcharge au niveau de la base de la fondation
- $b_c$ coefficient d'inclinaison de la base :

$$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \alpha}{\pi + 2}$$

- α est l'inclinaison de la base de la fondation par rapport à l'horizontal
- $S_c$ coefficient de forme :

$$S_c = 1 + 0{,}2 \cdot \frac{B'}{L'}$$

- B' lageur effective de la semelle
- L' longueur effective de la semelle
- $i_c$ coefficient d'inclinaison de la charge :

$$i_c = \frac{1}{2}\left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A' \cdot c_u}}\right) \ Avec\ H \leq A' \cdot c_u$$

- H est la valeur de calcul de l'effort parralléle au plan de la base de la semelle.

### *7.2.2 Conditions drainées*

$$q_{net} = c'N_c b_c s_c i_c + (q_0' + q)N_q b_q s_q i_q + 0.5\gamma' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma - q_0'$$

Avec :

- γ' poids volumique effectif, compris entre γ ($\gamma_{sat}$ -$\gamma_w$) (pour une nappe au niveau de la fondation) et (pour une nappe de profondeur supérieure à 1.5B)
- c' cohésion drainée

| Facteurs / coefficients | Terme de surface ou de profondeur | Terme de cohésion | Terme de surface |
|---|---|---|---|
| Portance | $N_q = e^{\pi \cdot \tan\varphi} \cdot \left(\tan\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)\right)^2$ | $N_c = \frac{N_q - 1}{\tan\varphi}$ | $N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan\varphi$ |
| Forme | $S_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin\varphi$ | $S_c = \frac{S_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$ | $S_\gamma = 1 + 0{,}3 \cdot \frac{B'}{L'}$ |
| Inclinaison de la base | $b_q = (1 - \alpha \cdot \tan\varphi)^2$ | $b_c = \frac{b_q \cdot (1 - b_q)}{N_c \cdot \tan\varphi}$ | $b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan\varphi)^2$ |
| Inclinaison de la surcharge | $i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c'/\tan\varphi}\right)^m$ | $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan\varphi}$ | $i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c'/\tan\varphi}\right)^{m+1}$ |

m est un paramètre défini dans les équations suivantes :

Si la composante horizontale de la charge agit dans la direction de B' :

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$$

Si la composante horizontale de la charge agit dans la direction de L' :

$$m = m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}}$$

Si la composante horizontale de la charge agit selon une direction faisant un angle θ avec la direction de L' :

$$m = m_\theta = m_L \cdot cos^2\theta + m_B \cdot sin^2\theta$$

# 8. Capacité portante : SPT

## 8.1 Capacité portante par la méthode de Meyerhoff

Les deux méthodes de calcul de capacité portante (semelle et radier) impliquent le calcul d'une valeur moyenne $N_m$ de N :

$$N_m = \frac{1}{2 \cdot B - 0{,}5 \cdot B} \cdot \int_{D+0{,}5\cdot B}^{D+2\cdot B} N(z) \cdot dz$$

### *8.1.1 Calcul pour une semelle*

$$q'_u = \frac{3 \cdot N}{0{,}05} \cdot \left(1 + \frac{D}{3 \cdot B}\right)$$

Avec $q'_u$ exprimé en kPa, et B et D en mètres.

### *8.1.2 Calcul pour un radier*

$$q'_u = \frac{3 \cdot N}{0{,}08} \cdot \left(1 + \frac{D}{3 \cdot B}\right) \cdot \left(\frac{B + 0{,}3}{B}\right)^2$$

Avec $q'_u$ exprimé en kPa, et B et D en mètres.

Les capacités portantes à l'ELS et à l'ELU sont données respectivement par $\frac{q'u}{3}$ et $\frac{q'u}{2}$.

# 9. Tassements : SPT

Pour toutes les méthodes suivantes, on utilise un $N_m$, moyenne des N, défini par la formule suivante.

$$N_m = \frac{1}{Z_i} \cdot \int_D^{D+Z_i} N(z) \cdot dz$$

Avec $Z_i = 10^{0{,}7606 \cdot log_{10}(B) - 0{,}0065}$

## 9.1 Méthode de Burland

Si $q_{ref} \geq \sigma'_{v0}$

$$S_f = \frac{1{,}71 \cdot B^{0{,}7}}{N_m^{1{,}4}} \cdot f_1 \cdot f_2 \cdot f_3 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{3} + q_{ref} - \sigma'_{v0}\right)$$

Sinon

$$S_f = \frac{1{,}71 \cdot B^{0{,}7}}{N_m^{1{,}4}} \cdot f_1 \cdot f_2 \cdot f_3 \cdot \left(\frac{q_{ref}}{3}\right)$$

Avec :

- $S_f$ en mm
- B en m
- $\sigma'_{v0}$ en kPa
- $q_{ref}$ en kPa

Où les coefficients $f_1$, $f_2$ et $f_3$ valent respectivement :

$$f_1 = \left(\frac{1{,}25 \cdot \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0{,}25}\right)^2$$

$$f_2 = 1{,}5$$

$$f_3 = 1{,}3 + 0{,}2 \cdot log_{10}\left(\frac{t}{3}\right)$$

Avec t le temps considéré en années.

## 9.2 Méthode de Terzaghi & Peck

$$S_f = 0{,}000723 \cdot \frac{q_{ref}}{N_m - 3} \cdot \left(\frac{2 \cdot B}{B + 0{,}3048}\right)^2 \cdot C_w \cdot C_d$$

Avec :

- $S_f$ en mm
- B en m
- $q_{ref}$ en kPa

Le coefficient $C_w$, calculée au niveau de D + B/2, vaut :

$$C_w = \frac{\sigma_v}{\sigma'_v}$$

Le coefficient $C_d$ vaut :

$$C_d = 1 - \frac{D}{4 \cdot B}$$

## 9.3 Méthode de Peck & Bazaraa

$$S_f = 0{,}000508 \cdot \frac{q_{ref}}{N^*} \cdot \left(\frac{2 \cdot B}{B + 0{,}3048}\right)^2 \cdot C_w \cdot C_d$$

Avec :

- $S_f$ en mm
- B en m
- $q_{ref}$ en kPa

$C_w$ et $C_d$ sont calculés de la même façon que pour la méthode précédente.

$$N^* = C_n \cdot N_m$$
$$C_n = 0{,}77 \cdot log_{10}\left(\frac{100}{q'_0}\right)$$

## 9.4 Méthode de Alpan

$$S_f = \frac{L}{B} \cdot \left(\frac{2 \cdot B}{B + 0{,}3048}\right)^2 \cdot \frac{4{,}98054 \cdot {N_m}^{-1{,}8020}}{12} \cdot \frac{q_{ref} - q'_0}{95{,}76052} \cdot 24$$

Avec :

- $S_f$ en mm
- B en m ;
- $q_{ref}$ en kPa

# 10. Capacité portante : Pénétromètre dynamique

## 10.1 Méthode de Meyerhoff

On utilise ici la même méthode de calcul que pour le SPT en appliquant aux valeurs de $R_d$ saisies la transformation suivante :

$$N(z) = \frac{R_d(z)}{785}$$

Avec $R_d$ en kPa

## 10.2 Méthode DTU

On calcule $N_m$, valeur moyenne à partir des N(z) calculé pour la méthode de Meyerhoff, de la façon suivante.

$$log_{10}(N_m) = \frac{1}{2 \cdot B} \cdot \int_D^{D+2\cdot B} log_{10}\big(N(z)\big) \cdot dz$$

On pose alors :

$$\varphi = 0{,}00063 \cdot {N_m}^3 - 0{,}008379 \cdot {N_m}^2 + 0{,}586094 \cdot N_m + 27{,}084407$$
$$\varphi_{min} = \varphi - \Delta\varphi$$
$$\varphi_{max} = \varphi + \Delta\varphi$$

$$\Delta\varphi = 0{,}00000057 \cdot {N_m}^4 - 0{,}00011756 \cdot {N_m}^3 - 0{,}00858709 \cdot {N_m}^2 + 0{,}22725967 \cdot N_m + 4{,}70325694$$

On effectue enfin les calculs de capacité portante pour chacun des φ suivant les essais traditionnels –méthode DTU.

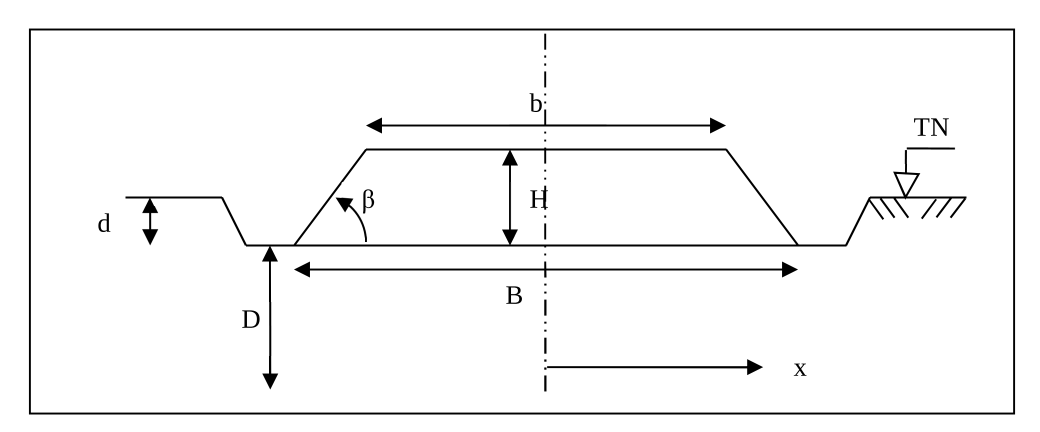
### *10.2.1 Tassements*

On utilise la même méthode de calcul que pour le SPT, en appliquant aux valeurs de $R_d$ saisies la même transformation.

# REMBLAIS

## 1. Capacité portante (Poinçonnement) : Essai pressiométrique

Dans les méthodes ci-dessous, on note :
- H la hauteur de remblai
- B la largeur de remblai à sa base
- b la largeur en crête
- d la profondeur de la base du remblai
- D l'épaisseur de la couche compressible
- γ le poids volumique du remblai
- β l'angle du talus du remblai par rapport à l'horizontale




Le calcul des facteurs de sécurité implique la connaissance de $p_{le}^*$ et de $C_u$, définis comme suit :

- pl est calculé comme $p_{le}^*$ (Fascicule 62), mais les bornes d'intégration sont [d ; d+(B+b)/2] au lieu de [D ; D+1.5 B]

- $c_u = 0{,}67 \cdot p_l^{0{,}75}$(Corrélation de Baguelin, avec Cu et Pl en kPa)

### 1.1 Méthode de Cassan

$$Fs(Cassan) = \frac{0{,}8 \cdot p_l}{\gamma \cdot H}$$

### 1.2 Méthode de Terzaghi

$$Fs(\text{Terzaghi}) = \frac{(\pi + 2) \cdot c_u}{\gamma \cdot H}$$

### 1.3 Méthode de Cassan modifiée

$$Fs(\text{Cassan mod}) = \left(\frac{1 + \pi}{H} + \frac{1}{D \cdot \tan \beta}\right) \cdot \frac{c_u}{\gamma}$$

## 1.4 Méthode de Silvestri

$$Fs(\text{Silvestri}) = \left(\frac{1+\pi}{H} + \frac{2}{D \cdot \tan\beta}\right) \cdot \frac{c_u}{\gamma}$$

## 1.5 Méthode de Mandel & Salençon

$$Fs\left(M \,\&\, S\right) = \frac{c_u}{\gamma \cdot H} \cdot max\left[\pi + 2; 4{,}44 + 0{,}47 \cdot \frac{B}{D}\right]$$

## 1.6 Méthode de Menard

$$Fs(\text{Menard}) = \frac{0{,}8 \cdot p_l}{\frac{\gamma \cdot H}{2} \cdot \left(1 + \frac{b}{B}\right)}$$

# 2. Tassement : Essais pressiométriques

## 2.1 Calcul par moyenne harmonique

$$S_f(x,y) = 1{,}2 \cdot \alpha \cdot \frac{D}{E_m} \cdot \gamma \cdot H(x,y) \cdot max\left[\frac{2 \cdot Fs(Menard)}{3 \cdot (Fs(Menard) - 1)}; 1\right]$$

Les valeurs de α et $E_m$ sont déterminées par la même méthode que pour les semelles, mais sur une profondeur de B, et avec des épaisseurs de tranches de B/16.

Le coefficient de 1,2 provient de la notice D61/67 de Menard, pour les ouvrages de grande emprise.

## 2.2 Calcul par couches

$$S_f(x,y) = 1{,}2 \cdot \sum_{i=0}^{n} \left[\frac{h_i \cdot \Delta\sigma_i(x,y) \cdot \alpha_i}{E_i}\right]$$

Avec :

- $H_i$ épaisseur de la couche
- $\Delta\sigma_i(x,y)$ accroissement de contrainte dû au remblai (diffusion de contraintes selon Boussinesq)
- $\alpha_i$ coefficient rhéologique de la couche
- $E_i$ le module de Menard de la couche

# 3. Tassement : Essais œdométriques

## 3.1 Calcul du tassement final

Discrétisation en n couches élémentaires :

$$S_f(x,y) = \sum_{i=0}^{n} [\Delta H_i(x,y)]$$

Calcul de $\Delta H_i$ tassement de la couche i :

$$\Delta H_i(x,y) = H_0 \cdot \frac{\Delta e(x,y)}{1+e_0}$$

Avec :

- $H_0$ épaisseur initiale de la couche i
- $e_0$ indice des vides initial de la couche i
- $\Delta e(x,y)$ variation de l'indice des vides de la couche i à la position (x,y)

Sol normalement consolidé $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$

$$\Delta e(x,y) = C_c \cdot log_{10}\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v(x,y)}{\sigma'_{v0}}\right)$$

Sol surconsolidé $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$

Soit $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v(x,y) \leq \sigma'_p$

$$\Delta e(x,y) = C_s \cdot log_{10}\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v(x,y)}{\sigma'_{v0}}\right)$$

Soit $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v(x,y) > \sigma'_p$

$$\Delta e(x,y) = C_s \cdot log_{10}\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}\right) + C_c \cdot log_{10}\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v(x,y)}{\sigma'_p}\right)$$

Avec :

- $\sigma'_{v0}$ contrainte effective verticale initiale à la profondeur de la couche i
- $\sigma'_p$ contrainte de préconsolidation à la profondeur de la couche i
- $\Delta\sigma'_v(x,y)$ accroissement de contraintes apporté par le remblai à la profondeur de la couche i
- $C_s$ indice de gonflement
- $C_c$ indice de compression

## 3.2 Calcul de la durée de consolidation – Essais œdométriques

Le calcul est réalisé par différences finies, la loi de comportement pour la consolidation est :

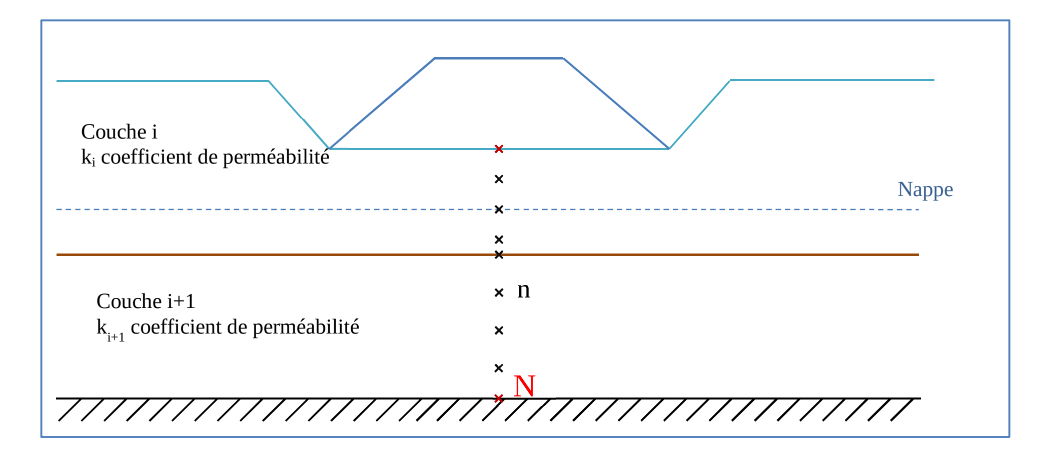
$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

Où u est la pression interstitielle en un point à la profondeur z et à l'instant t.

Avec les même couche que calculé précédemment, nous allons résoudre le problème précédent.

Si on pose à l'instant t = 0 :

- $u_{0,t=0} = 0$
- $u_{n,t=0} = 0$ si point est au-dessus de la nappe
- $u_{n,t=0} = \Delta\sigma_v(z_i)$ si en-dessous de la nappe
- $u_{N,t=0} = \Delta\sigma_v(z_R)$ si substratum est imperméable
- $u_{N,t=0} = 0$ si substratum est drainant




On pose :

$$Z_r = \sum_{i=0}^{N} h_i$$

$$U_r = \frac{q}{100}$$

Avec q contrainte maximum apportée par le remblai

$$\Delta\overline{t_i} = \frac{C_{vi} \cdot \Delta t}{{Z_r}^2}$$

$$\Delta\overline{z} = \frac{\Delta z}{Z_r}$$

$$\overline{u_n} = \frac{u_n}{U_r}$$

- $h_i$ épaisseur de chaque couche
- $C_{vi}$ coefficient de consolidation verticale de la couche i (m²/s)
- $k_i$ coefficient de perméabilité de la couche i, soit donné par l'utilisateur, soit calculé :

$$k_i = \frac{c_{vi} \cdot \gamma_w \cdot \Delta e}{(1 + e_0) \cdot \Delta\sigma}$$

- $\Delta t$ pas de calcul pour le temps
- $\Delta z$ pas de calcul pour la profondeur

Les pas de temps et de profondeur sont calculés automatiquement par le logiciel pour respecter :

$$\frac{\Delta\overline{t_i}}{\Delta\overline{z}^2} < 0{,}5$$




GEOS INGENIEURS CONSEILS
GENIE CIVIL GEOTECHNIQUE HYDRAULIQUE

Pour l'instant suivant, on a :

$$u_{0,\bar{t}+\overline{\Delta t}} = 0$$

Pour tous les points situés au-dessus de la nappe on a :

$$\bar{u}_{n,\bar{t}+\overline{\Delta t}} = 0$$

Pour les autres points dans les couches on a :

$$\bar{u}_{n,\bar{t}+\overline{\Delta t}} = \frac{\Delta\bar{t}_i}{\Delta\bar{z}^2} \cdot \left(\bar{u}_{n-1,\bar{t}} + \bar{u}_{n+1,\bar{t}} - 2 \cdot \bar{u}_{n,\bar{t}}\right) + \bar{u}_{n,\bar{t}}$$

Pour un point à l'interface entre deux couches, on a:

$$\bar{u}_{n,\bar{t}+\overline{\Delta t}} = \frac{1 + \frac{k_{i+1}}{k_i}}{1 + \frac{k_{i+1}}{k_i} \cdot \frac{C_{vi}}{C_{vi+1}}} \cdot \frac{\Delta\bar{t}_i}{\Delta\bar{z}^2} \cdot \left(\frac{2 \cdot k_i}{k_i + k_{i+1}} \cdot \bar{u}_{n-1,\bar{t}} + \frac{2 \cdot k_{i+1}}{k_i + k_{i+1}} \cdot \bar{u}_{n+1,\bar{t}} - 2 \cdot \bar{u}_{n,\bar{t}}\right) + \bar{u}_{n,\bar{t}}$$

Pour le point situé au substratum on a :

S'il est drainant

$$\bar{u}_{N,\bar{t}+\overline{\Delta t}} = 0$$

Sinon

$$\bar{u}_{N,\bar{t}+\overline{\Delta t}} = \frac{\Delta\bar{t}_i}{\Delta\bar{z}^2} \cdot \left(2 \cdot \bar{u}_{n-1,\bar{t}} - 2 \cdot \bar{u}_{n,\bar{t}}\right) + \bar{u}_{n,\bar{t}}$$

# PIEUX

# 1. Capacité portante : Essais pressiométriques

## 1.1 Selon le Fascicule 62-Titre V

En compression, la charge limite $Q_u$ et la charge de fluage $Q_c$ sont respectivement définies par les formules suivantes :

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

Pour un pieu mis en place sans refoulement du sol :

$$Q_c = 0{,}5 \cdot Q_{pu} + 0{,}7 \cdot Q_{su}$$

Pour un pieu mis en place avec refoulement du sol :

$$Q_c = 0{,}7 \cdot Q_{pu} + 0{,}7 \cdot Q_{su}$$

En traction, ces valeurs, respectivement $Q_{tu}$ et $Q_{tc}$ sont données par :

$$Q_{tu} = Q_{su}$$
$$Q_{tc} = 0{,}7 \cdot Q_{su}$$

Dans ces formules, $Q_{pu}$ est l'effort limite mobilisable dû au terme de pointe, et $Q_{su}$ est l'effort limite mobilisable par frottement latéral sur la hauteur du fût.

Dans le cas de micropieu la résistance de pointe $Q_{pu}$ est négligée.

$Q_{pu}$ est calculé de la manière suivante :

$$Q_{pu} = \rho_p * A * q_u$$

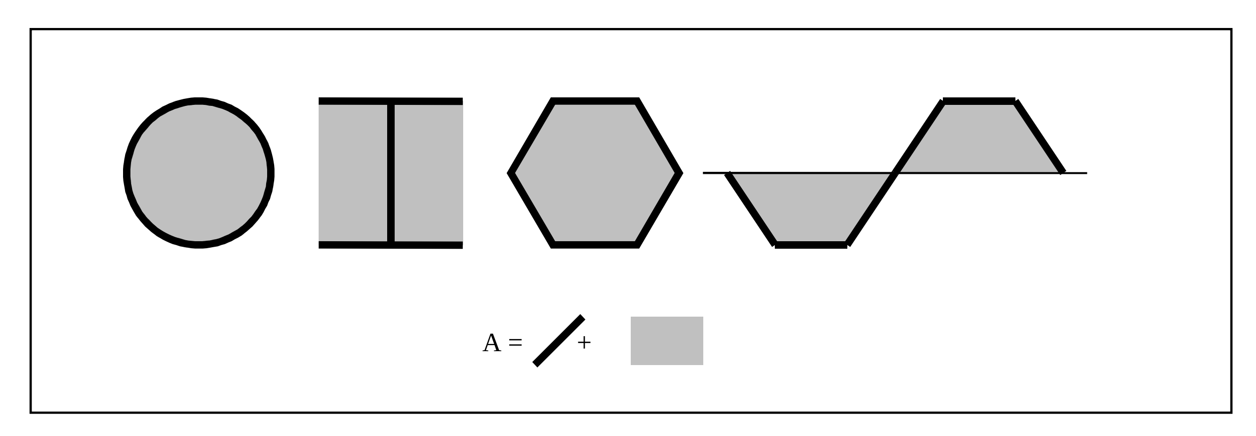
Avec :

- $\rho_p$ un coefficient réducteur, défini par le tableau ci-dessous :

| Type de pieu | Argiles | Sables |
|---|---|---|
| Tubulaire ouvert | 0,50 | 0,50 |
| Pieu H | 0,50 | 0,75 |
| Palplanches | 0,50 | 0,30 |

$\rho_p$ vaut 1 pour les pieux classiques pleins.

- A est la section à considérer en pointe, telle que représentée ci-dessous.



- $q_u$ est la contrainte de rupture relative au terme de pointe, donnée par la formule suivante :

$$q_u = k_p \cdot p_{le}^*$$

Avec :

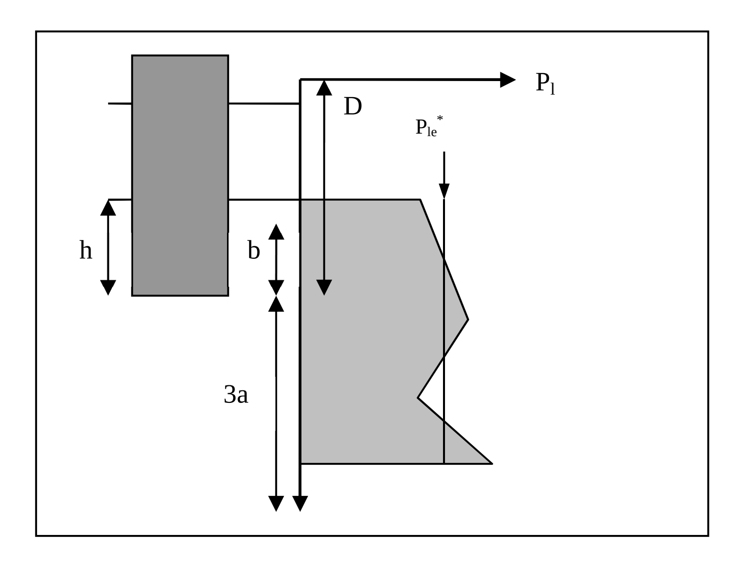
- $k_p$ le facteur de portance, dont la valeur est définie par le tableau ci-dessous :

| Nature des terrains | | Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol | Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol |
|---|---|---|---|
| Argiles - Limons | A | 1,1 | 1,4 |
| | B | 1,2 | 1,5 |
| | C | 1,3 | 1,6 |
| Sables - Graves | A | 1,0 | 4,2 |
| | B | 1,1 | 3,7 |
| | C | 1,2 | 3,2 |
| Craies | A | 1,1 | 1,6 |
| | B | 1,4 | 2,2 |
| | C | 1,8 | 2,6 |
| Marnes, Marno-Calcaires | | 1,8 | 2,6 |
| Roches altérées | | 1,1 à 1,8 | 1,8 à 3,2 |

(Les valeurs de $k_p$ retenues par défaut pour les roches altérées dans GEOFOND sont 1,1 pour les éléments mis en œuvre sans refoulement du sol, et 1,8 pour les éléments mis en œuvre avec refoulement du sol.)

- $p_{le}^*$ est la limite nette équivalente, calculée comme suit :

$$p_{le}^* = \frac{1}{b + 3 \cdot a} \cdot \int_{D-b}^{D+3\cdot a} p_l^*(z) \cdot dz$$




Avec :

- $a = max\left\{\frac{B}{2}; 0{,}5\right\}$ où B est la largeur de l'élément de fondation
- $b = min\{a; h\}$ où h est la hauteur de l'élément de fondation contenue dans la formation porteuse

$Q_{su}$ est l'effort limite mobilisable par frottement latéral sur la hauteur du fût.

$$Q_{su} = \rho_s \cdot \int_0^h q_s(z) \cdot dz$$

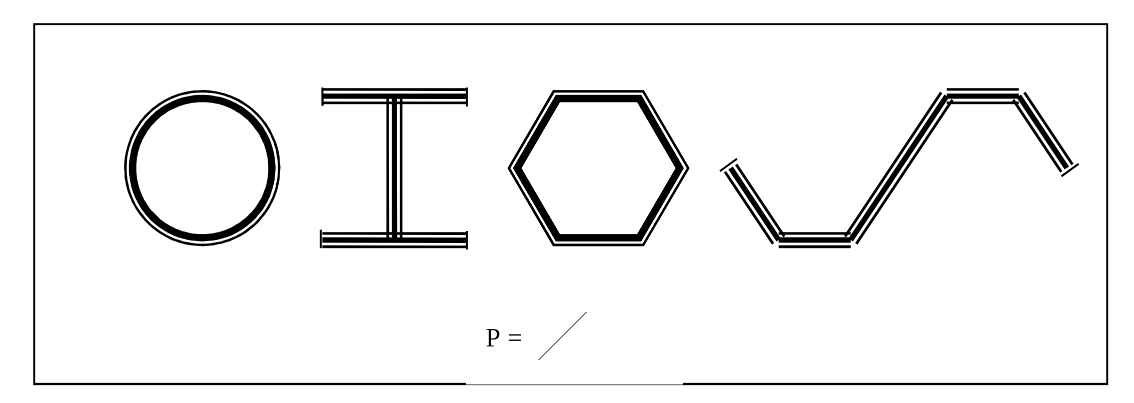
Où :

- $\rho_s$ est un coefficient réducteur, défini par le tableau ci-dessous :

| Type de pieu | Argiles | Sables |
|---|---|---|
| Tubulaire ouvert | 1,00 | 1,00 |
| Pieu H | 1,00 | 1,00 |
| Palplanches | 1,00 | 0,50 |

$\rho_s$ vaut 1 pour les pieux classiques pleins.

P est le périmètre à considérer, tel que représenté ci-dessous :




- $q_s(z)$ est le frottement latéral unitaire limite à la profondeur z, calculé selon le tableau suivant :

<table>
<tr><th></th><th colspan="3">Argiles - Limons</th><th colspan="3">Sables - Graves</th><th colspan="3">Craies</th><th colspan="2">Marnes</th><th>Roches</th></tr>
<tr><th></th><th>A</th><th>B</th><th>C</th><th>A</th><th>B</th><th>C</th><th>A</th><th>B</th><th>C</th><th>A</th><th>B</th><th></th></tr>
<tr><td>Foré simple</td><td>Q1</td><td>Q1, Q2[1]</td><td>Q2, Q3[1]</td><td colspan="3">-</td><td>Q1</td><td>Q3</td><td>Q4, Q5[1]</td><td>Q3</td><td>Q4, Q5[1]</td><td>Q6</td></tr>
<tr><td>Foré boue</td><td>Q1</td><td colspan="2">Q1, Q2[1]</td><td>Q1</td><td>Q2, Q1[2]</td><td>Q3, Q2[2]</td><td>Q1</td><td>Q3</td><td>Q4, Q5[1]</td><td>Q3</td><td>Q4, Q5[1]</td><td>Q6</td></tr>
<tr><td>Foré tubé (tube récupéré)</td><td>Q1</td><td colspan="2">Q1, Q2[3]</td><td>Q1</td><td>Q2, Q1[2]</td><td>Q3, Q2[2]</td><td>Q1</td><td>Q2</td><td>Q3, Q4[3]</td><td>Q3</td><td>Q4</td><td>-</td></tr>
<tr><td>Foré tubé (tube perdu)</td><td colspan="3">Q1</td><td colspan="2">Q1</td><td>Q2</td><td colspan="3">[4]</td><td>Q2</td><td>Q3</td><td>-</td></tr>
<tr><td>Puits</td><td>Q1</td><td>Q2</td><td>Q3</td><td colspan="3">-</td><td>Q1</td><td>Q2</td><td>Q3</td><td>Q4</td><td>Q5</td><td>Q6</td></tr>
<tr><td>Métal battu fermé</td><td>Q1</td><td colspan="2">Q2</td><td colspan="2">Q2</td><td>Q3</td><td colspan="3">[4]</td><td>Q3</td><td>Q4</td><td>Q4</td></tr>
<tr><td>Battu préfabriqué béton</td><td>Q1</td><td colspan="2">Q2</td><td colspan="3">Q3</td><td colspan="3">[4]</td><td>Q3</td><td>Q4</td><td>Q4</td></tr>
<tr><td>Battu moulé</td><td>Q1</td><td colspan="2">Q2</td><td colspan="2">Q2</td><td>Q3</td><td>Q1</td><td>Q2</td><td>Q3</td><td>Q3</td><td>Q4</td><td>-</td></tr>
<tr><td>Battu enrobé</td><td>Q1</td><td colspan="2">Q2</td><td colspan="2">Q3</td><td>Q4</td><td colspan="3">[4]</td><td>Q3</td><td>Q4</td><td>-</td></tr>
<tr><td>Injecté basse pression</td><td>Q1</td><td colspan="2">Q2</td><td colspan="3">Q3</td><td>Q2</td><td>Q3</td><td>Q4</td><td colspan="2">Q5</td><td>-</td></tr>
<tr><td>Injecté haute pression</td><td>-</td><td>Q4</td><td>Q5</td><td colspan="2">Q5</td><td>Q6</td><td>-</td><td>Q5</td><td>Q6</td><td colspan="2">Q6</td><td>Q7</td></tr>
<tr><td colspan="13">(1) Réalésage et rainurage en fin de forage,<br>(2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m),<br>(3) Forage à sec, tube non louvoyé,<br>(4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux, il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.</td></tr>
</table>

Les courbes $Q_1$ à $Q_7$, donnant $q_s$ en fonction de $p_l$, sont données par les expressions analytiques suivantes :

- Courbes $Q_1$ à $Q_4$ (avec n le numéro de la courbe) :

Si $\frac{p_l}{p_n} \leq 1$

$$q_s = q_{sn} \cdot \frac{p_l}{p_n} \cdot \left(2 - \frac{p_l}{p_n}\right)$$

Si $\frac{p_l}{p_n} > 1$

$$q_s = q_{sn}$$

Avec :

$$q_{sn} = 0{,}04 \cdot n \ (MPa)$$
$$p_n = (1 + 0{,}5 \cdot n) \ (MPa)$$

- Courbe Q5 :

$$q_s = \min\left(\frac{p_l - 0{,}2}{9}; \frac{p_l + 3{,}3}{32}\right)$$

- Courbe Q6 :

$$q_s = \min\left(\frac{p_l + 0{,}4}{10}; \frac{p_l + 4{,}0}{30}\right)$$

- Courbe Q7 :

$$q_s = \frac{p_l + 0{,}4}{10}$$

Le logiciel vérifie finalement les inégalités suivantes :

- En compression :

$$Q_{ELU\ Fondamental} \leq \frac{Q_u}{1{,}4}$$
$$Q_{ELU\ Accidental} \leq \frac{Q_u}{1{,}2}$$
$$Q_{ELS\ Rare} \leq \frac{Q_c}{1{,}1}$$
$$Q_{ELS\ Quasi-permanent} \leq \frac{Q_c}{1{,}4}$$

- En traction :

$$Q_{ELU\ Fondamental} \leq \frac{Q_{tu}}{1{,}4}$$
$$Q_{ELU\ Accidental} \leq \frac{Q_{tu}}{1{,}3}$$
$$Q_{ELU\ Rare} \leq \frac{Q_{tc}}{1{,}1}$$
$$Q_{ELS\ Quasi-permanent} \leq 0$$

## 1.2 Selon le DTU 13.2

Dans le cas de micropieux la résistance de pointe est négligée.

Le calcul du terme de pointe, $q_p$, se fait par la formule :

$$q_p - q_0 = k \cdot (p_{le} - p_0)$$

Où :

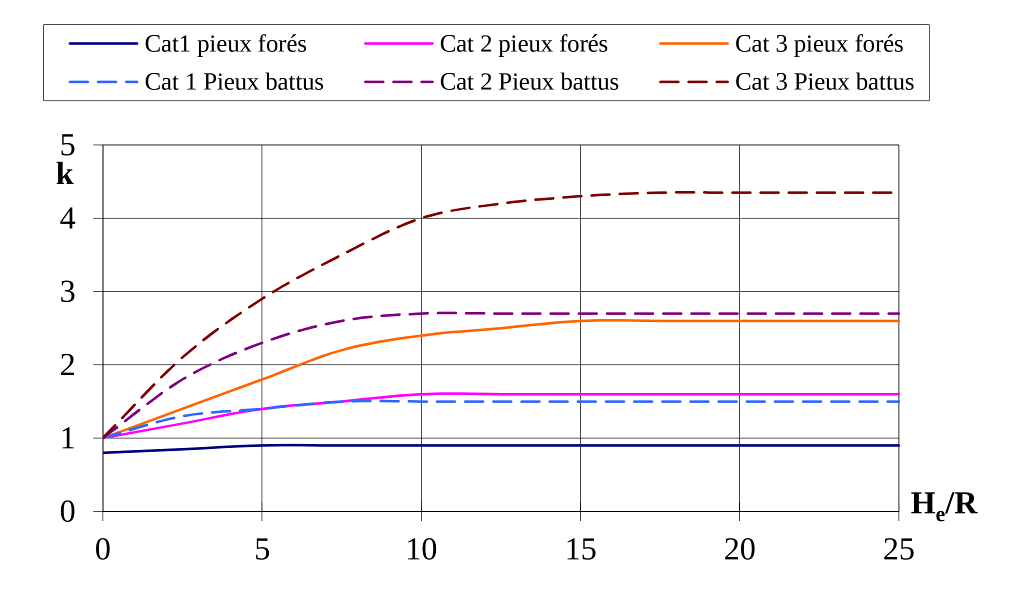
- $q_0$ et $p_0$ sont les pressions horizontales et verticales totales des terres, ces termes sont négligés dans le GEOFOND.

- Ple est la pression limite équivalente qui est calculé par :

$$p_{le} = \sqrt[3]{p_{l1} \cdot p_{l2} \cdot p_{l3}}$$

Avec $p_{l1}$, $p_{l2}$ et $p_{l3}$ les pressions limites mesurées un mètre au-dessus de la pointe du pieu, au niveau de la pointe et un mètre en-dessous.

- k est le facteur de portance celui-ci est déterminé par les courbes suivantes :




Ces courbes ont été interpolées par des fonctions numériques sur GEOFOND.

Les sols sont classés en trois catégories définis dans le tableau suivant, incluant la nature et la pression limite du sol. Pour les sols intermédiaires, il est recommandé d'interpoler :

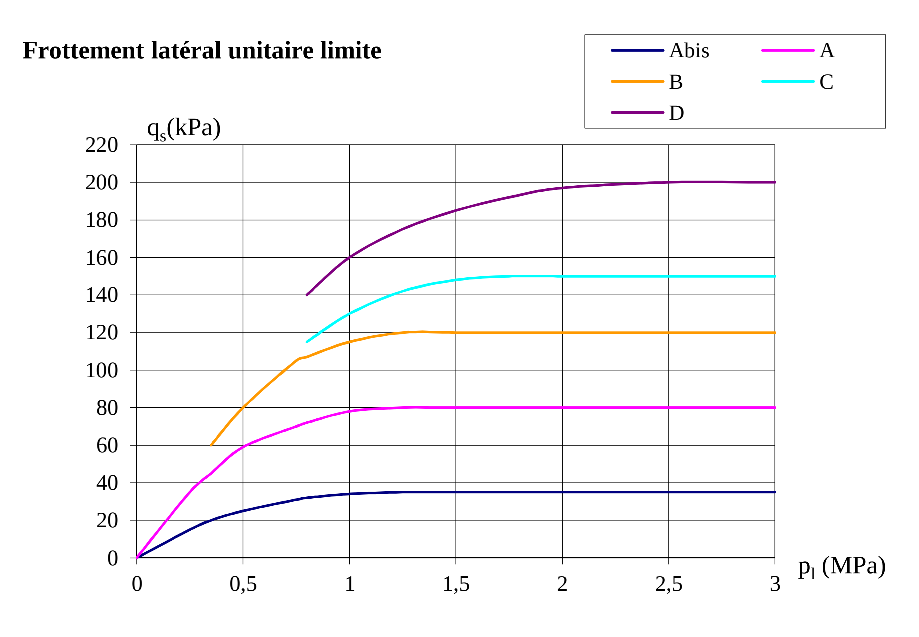
| Pression limite Pl (MPa) | Nature des sols | Catégorie |
|---|---|---|
| <07<br><0,8<br><0,7 | Argile molle<br>Limon et craie molle<br>Sable argileux et limoneux ou vasard lâche | 1 |
| 1,0 à 1,8<br>1,2 à 3,0<br>1,5 à 4,0<br>1,0 à 2,5<br>2,5 à 4,0<br>> 3,0<br>>4,5 | Sable et grave moyennement compacts<br>Argile et limon compacts<br>Marne et marno-calcaire<br>Craie Altérée<br>Roche Altérée<br>Craie fragmentée<br>Marne très compacte | 2 |
| >2,5<br>>4,5 | Sable et gravier compacts à très compacts<br>Roche fragmentée | 3 |

He/R représente l'encastrement relatif de la fondation, He pour un sol homogène est la longueur de la fondation, R est la demi-dimension transversale.

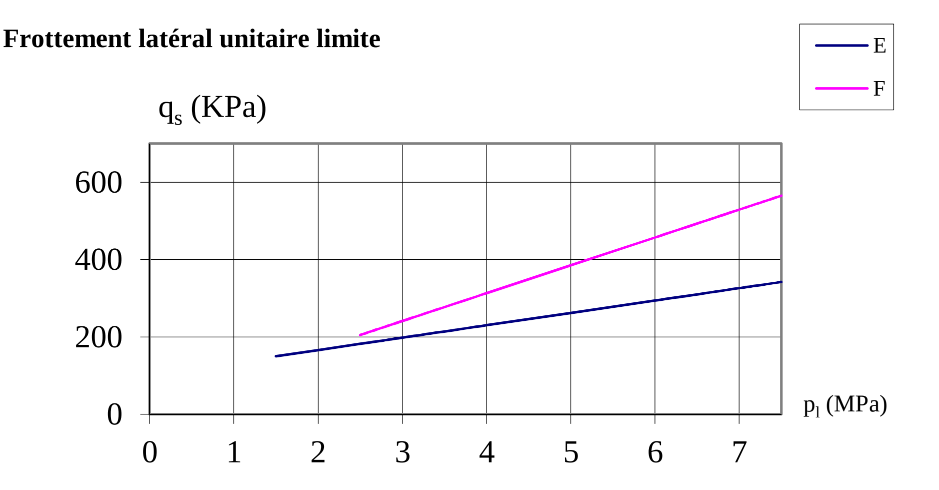
Le frottement latéral unitaire $q_s$ est obtenu à partir de la pression limite par les courbes suivantes :

| **Nature du Sol** | **Pression limite Pl (MPa)** | **Mise en œuvre et nature du pieu** | | | | | **Injectés** | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | **Foré Béton** | **Foré-Tubé Béton** | **Battu Métal** | **Béton** | **Métal** | **Faible pression** | **Haute pression** |
| Argile molle, limon et sable lâche, craie molle | 0 à 0,7 | Abis | Abis | Abis | Abis | Abis | A | - |
| Argile moyennement consistante et limon | 1,2 à 2,0 | (A)* Abis | (A)* Abis | Abis | (A)* Abis | Abis | A | D |
| Argile raide à très raide | >2,0 | (A)* Abis | (A)* Abis | Abis | (A)* Abis | Abis | A | D |
| Sable et grave moyennement compacts | 1 à 2 | (B)* A | (A)* Abis | Abis | (B)* A | A | B | ≥ D |
| Sable et grave compacts à très compacts | >2,5 | (C)* B | (B)* A | A | (C)* B | B | C | ≥ D |
| Craie altérée à fragmentée | >1 | (C)* B | (B)* A | A | (C)* B | B | C | ≥ D |
| Marne et marno-calcaire | 1,5 à 4 | (E)* C | (C)* B | B | E | E | E | F |
| Marne très compacte | >4,5 | E | - | - | - | - | F | > F |
| Roche altérée | 2,5 à 4 | F | F | - | F | F | ≥ F | > F |
| Roche fragmentée | > 4,5 | F | - | - | - | - | ≥ F | > F |

* Les valeurs entre parenthèse correspondent, pour les pieux forés, à une exécution soignée du pieu et une technologie de mise en œuvre susceptible de remanier au minimum le sol au contact du fût. Pour les pieux battus, par contre, elles correspondent à un resserrement du sol sur le pieu après battage.




Ces courbes ont été interpolées par des fonctions numériques sur GEOFOND.




Ces courbes correspondent aux fonctions suivantes :

- Pour E : $q_s$ = 0,032 pl + 1,02.105 Pa
- Pour F : $q_s$ = 0,072 pl + 0,25.105 Pa

Pour finir, le logiciel vérifie les inégalités suivantes :

$$Q_{ELU} = 0{,}5 \cdot Q_{pr} + 0{,}75 \cdot Q_s$$

$$Q_{ELS} = 0{,}33 \cdot Q_{pr} + 0{,}5 \cdot Q_s$$

## 1.3 Selon la NF P 94-262

### *1.3.1 Calcul de la résistance de pointe :*

$$R_b = A_b \cdot q_b$$

Avec :
- $A_b$ surface de base de la fondation
- $q_b$ valeur pression de rupture du terrain à la base du pieu

### *1.3.2 Pression de rupture :*

$$q_b = k_p \cdot p_{le}^*$$

Avec :
- $k_p$ facteur de portance pressiométrique
- $p_{le}^*$ pression limite nette équivalente

### *1.3.3 Facteur de portance $k_p$*

Si $D_{ef}/B \geq 5$

$$k_p(D_{ef}/B) = k_{pmax}$$

Si $D_{ef}/B < 5$

$$k_p(D_{ef}/B) = 1 + \frac{(k_{pmax} - 1) \cdot \left(\frac{D_{ef}}{B}\right)}{5}$$



GEOS INGENIEURS CONSEILS
GENIE CIVIL GEOTECHNIQUE HYDRAULIQUE

Avec :

- B largeur de la base du pieu

- $D_{ef}$ hauteur d'encastrement effective :

$$D_{ef} = \frac{1}{p_{le}^{*}} \cdot \int_{D-h_D}^{D} p_l^{*}(z) \cdot dz$$

Avec $h_D$ qui désigne une longueur égale à 10.B.

Valeur du facteur de portance pressiométrique maximum ($k_{pmax}$) :

| Terrain / Classe de pieu | Argile Limon Sols intermédiaires | Sols intermédiaires Sable Grave | Craie | Marne et calcaire-marneux | Roche altérée et fragmentée |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1,15 (2) | 1,1 (2) | 1,45 (2) | 1,45 (2) | 1,45 (2) |
| 2 | 1,3 | 1,65 | 1,6 | 1,6 | 2,0 |
| 3 | 1,55 | 3,2 | 2,35 | 2,10 | 2,10 |
| 4 | 1,35 | 3,10 | 2,30 | 2,30 | 2,30 |
| 5 (1) | 1,0 | 1,9 | 1,4 | 1,4 | 1,2 |
| 6 (1) | 1,20 | 3,10 | 1,70 | 2,20 | 1,50 |
| 7 (1) | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,2 |
| 8 | 1,15 (2) | 1,1 (2) | 1,45 (2) | 1,45 (2) | 1,45 (2) |

(1) pour les pieux de type battu ouvert, profil H battu et palplanche battue, mise en œuvre par vibrofonçage, un abattement de 50 % est fait sur la valeur du $k_p$

(2) Pour les micropieux, la résistance de pointe est négligée

## 1.3.4 Pression limite nette équivalente :

$$p_{le}^{*} = \frac{1}{b + 3 \cdot a} \cdot \int_{D-b}^{D+3\cdot a} p_l^{*}(z) \cdot dz$$

Avec :

- $p_l^{*}(z)$ profil des pressions limites nettes
  D profondeur de la fondation
- $a = max\left\{\frac{B}{2}; 0{,}5\right\}$
- $b = \min\{a; h\}$ avec h hauteur du pieu contenue dans la formation porteuse
- B largeur du pieu

## 1.3.5 Résistance de frottement axial :

$$R_s = P_s \cdot \int_0^D q_s(z) \cdot dz$$

Avec :

- Ps périmètre du fût du pieu
- qs(z) frottement axial unitaire limite à la cote z
- D longueur de la fondation contenue dans le terrain



GEOS INGENIEURS CONSEILS
GENIE CIVIL GEOTECHNIQUE HYDRAULIQUE

### 1.3.6 Frottement axial unitaire $q_s$ :

$$q_s(z) = \alpha_{pieu-sol} \cdot f_{sol}[p_l^*(z)]$$

Avec $\alpha_{pieu-sol}$ paramètre adimensionnel qui dépend du type de pieu et du type de sol. Ce paramètre est défini dans le tableau suivant :

| N° | Abréviation | Technique de mise en œuvre | Argile Limons Sols intermédiaires | Sols intermédiaires Sable Grave | Craie | Marne et Calcaire-Marneux | Roche altérée ou fragmentée |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | FS | Foré simple (pieux et barrettes) | 1,1 | 1 | 1,8 | 1,5 | 1,6 |
| 2 | FB | Foré boue (pieux et barrettes) | 1,25 | 1,4 | 1,8 | 1,5 | 1,5 |
| 3 | FTP | Foré tubé (virole perdue) | 0,7 | 0,6 | 0,5 | 0,9 | - |
| 4 | FTR | Foré tubé (virole récupérée) | 1,25 | 1,4 | 1,7 | 1,4 | - |
| 5 | FSR, FBR, PU | Foré simple ou boue avec rainurage ou puits | 1,3 | - | - | - | - |
| 6 | FTC, FTCD | Foré tarière continue simple rotation ou double rotation | 1,5 | 1,8 | 2,1 | 1,6 | 1,6 |
| 7 | VM | Vissé moulé | 1,9 | 2,1 | 1,7 | 1,7 | - |
| 8 | VT | Vissé tubé | 0,6 | 0,6 | 1 | 0,7 | - |
| 9 | BPF, BPR | Battu béton préfabriqué ou précontraint | 1,1 | 1,4 | 1 | 0,9 | - |
| 10 | BE | Battu enrobé (béton, mortier, coulis)- | 2 | 2,1 | 1,7 | 1,7 | - |
| 11 | BM | Battu moulé | 1,2 | 1,4 | 2,1 | 1 | - |
| 12 | BAF | Battu acier ouvert | 0,8 | 1,2 | 0,4 | 0,9 | - |
| 13 | BAO (1) | Battu acier ouvert | 1,2 | 0,7 | 0,5 | 1 | 1 |
| 14 | HB (1) | H battu | 1,1 | 1 | 0,4 | 1 | 0,9 |
| 15 | HBi | H battu injecté IGU ou IRS | 2,7 | 2,9 | 2,4 | 2,4 | 2,4 |
| 16 | PP (1) | Palplanches battues | 0,9 | 0,8 | 0,4 | 1,2 | 1,2 |
| 17 | M1 | Micropieu type I | - | - | - | - | - |
| 18 | M2 | Micropieu type II | - | - | - | - | - |
| 19 | PIGU, MIGU | Pieu ou micropieu injecté (type III) | 2,7 | 2,9 | 2,4 | 2,4 | 2,4 |
| 20 | PIRS, MIRS | Pieu ou micropieu injecté (type IV) | 3,4 | 3,8 | 3,1 | 3,1 | 3,1 |

(1) les pieux de type BAO, HB et PP mise en œuvre par vibrofonçage un abattement de 30 % est fait sur le $q_s$.
(2) Pour les pieux de grande longueur (pieu > 25 m) un abattement de 50% est fait sur la partie située à 25 m ou plus au-dessus de la pointe.

$f_{sol}[p_l^*(z)]$ est fonction du type de pieu et des valeurs de $p_l^*$ à la profondeur z :

$$f_{sol}[p_l^*(z)] = (a \cdot p_l^*(z) + b) \cdot \left(1 - e^{-c \cdot p_l^*(z)}\right)$$

a, b et c sont définit dans le tableau suivant :

| Type de sol | Argile Limons Sols intermédiaires | Sols intermédiaire Sable Grave | Craie | Marne et Calcaire Marneux | Riche altérée ou fragmentée |
|---|---|---|---|---|---|
| a | 0,003 | 0,01 | 0,007 | 0,008 | 0,01 |
| b | 0,04 | 0,06 | 0,07 | 0,08 | 0,08 |
| c | 3,5 | 1,2 | 1,3 | 3 | 3 |

$q_s$ est limité par les valeurs maximales $q_{smax}$ définies dans le tableau suivant :

| N° | Abréviation | Technique de mise en œuvre | Valeurs $q_{smax}$ en kPa | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Argile Limons | Sols intermédiaires | Sable Grave | Craie | Marne et Calcaire-Marneux | Roche altérée ou fragmentée |
| 1 | FS | Foré simple (pieux et barrettes) | 90 | 90 | 90 | 20 | 170 | 200 |
| 2 | FB | Foré boue (pieux et barrettes) | 90 | 90 | 90 | 200 | 170 | 200 |
| 3 | FTP | Foré tubé (virole perdue) | 50 | 50 | 50 | 50 | 90 | - |
| 4 | FTR | Foré tubé (virole récupérée) | 90 | 90 | 90 | 170 | 170 | - |
| 5 | FSR, FBR, PU | Foré simple ou boue avec rainurage ou puits | 90 | 90 | | - | - | - |
| 6 | FTC, FTCD | Foré tarière continue simple rotation ou double rotation | 90 | 90 | 170 | 200 | 200 | 200 |
| 7 | VM | Vissé moulé | 130 | 130 | 200 | 170 | 170 | - |
| 8 | VT | Vissé tubé | 50 | 50 | 90 | 90 | 90 | - |
| 9 | BPF, BPR | Battu béton préfabriqué ou précontraint | 130 | 130 | 130 | 90 | 90 | - |
| 10 | BE | Battu enrobé (béton, mortier, coulis)- | 170 | 170 | 260 | 200 | 200 | - |
| 11 | BM | Battu moulé | 90 | 90 | 130 | 260 | 200 | - |
| 12 | BAF | Battu acier ouvert | 90 | 90 | 90 | 50 | 90 | - |
| 13 | BAO (1) | Battu acier ouvert | 90 | 90 | 50 | 50 | 90 | 90 |
| 14 | HB (1) | H battu | 90 | 90 | 130 | 50 | 90 | 90 |
| 15 | HBi | H battu injecté IGU ou IRS | 200 | 200 | 380 | 320 | 320 | 320 |
| 16 | PP (1) | Palplanches battues | 90 | 90 | 50 | 50 | 90 | 90 |
| 17 | M1 | Micropieu type I | - | - | | - | - | - |
| 18 | M2 | Micropieu type II | - | - | | - | - | - |
| 19 | PIGU, MIGU | Pieu ou micropieu injecté (type III) | 200 | 200 | 380 | 320 | 320 | 320 |
| 20 | PIRS, MIRS | Pieu ou micropieu injecté (type IV) | 200 | 200 | 440 | 440 | 440 | 500 |

## 1.3.7 *Procédure « modèle de terrain » :*

### 1.3.7.1 *Résistance de frottement axial caractéristique $R_{s;k}$*

$$R_{s;k} = \frac{R_s}{\gamma_{R;d1} \cdot \gamma_{R;d2}}$$

Avec :

- $R_s$ résistance de frottement axial (cf. calcul précédent)
- $\gamma_{R;d1}$ coefficient partiel de modèle lié à la dispersion du modèle de calcul
- $\gamma_{R;d2}$ coefficient partiel lié au calage des méthodes de calcul

### 1.3.7.2 *Résistance de pointe caractéristique $R_{b;k}$*

$$R_{b;k} = \frac{R_b}{\gamma_{R;d1} \cdot \gamma_{R;d2}}$$

Avec :

- $R_b$ résistance de pointe (cf. calcul précédent)
- $\gamma_{R;d1}$ coefficient partiel de modèle lié à la dispersion du modèle de calcul
- $\gamma_{R;d2}$ coefficient partiel lié au calage des méthodes de calcul

<table>
<tr><th></th><th>$\gamma_{R;d1}$<br>Compression</th><th>$\gamma_{R;d1}$<br>Traction</th><th>$\gamma_{R;d2}$<br>Compression</th><th>$\gamma_{R;d2}$<br>Traction</th></tr>
<tr><td>Pieux non ancrés dans la craie de classe 1 à 7 (hors pieux de catégorie 10 et 15)</td><td>1,15</td><td>1,4</td><td colspan="2" rowspan="3">1 ,1</td></tr>
<tr><td>Pieux ancrés dans la craie de classe 1 à 7 (hors pieux de catégorie 10 et 15, 17, 18, 19 et 20)</td><td>1,4</td><td>1,7</td></tr>
<tr><td>Pieux de catégorie 10, 15, 17, 18, 19 et 20</td><td>2,0</td><td>2,0</td></tr>
</table>

### 1.3.7.3 *Calcul de portance en compression de la fondation profonde à l'état-limite ultime :*

$$R_{c;d} = \frac{R_{b;k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s;k}}{\gamma_s}$$

Avec :

- $\gamma_b$ facteur partiel pour la résistance de pointe
- $\gamma_s$ facteur partiel pour la résistance de frottement axial

<table>
<tr><td colspan="2">Situations durables et transitoires ou situations sismiques</td></tr>
<tr><td>$\gamma_b$</td><td>1,1</td></tr>
<tr><td>$\gamma_s$</td><td>1,1</td></tr>
<tr><td colspan="2">Situations accidentelles</td></tr>
<tr><td>$\gamma_b$</td><td>1,0</td></tr>
<tr><td>$\gamma_s$</td><td>1,0</td></tr>
</table>

### 1.3.7.4 *Calcul de la résistance en traction de la fondation profonde à l'état-limite ultime :*

$$R_{t;d} = \frac{R_{t;k}}{\gamma_{s;t}}$$

Avec :
- $R_{t;k}$ : valeur caractéristique de la résistance en traction du pieu
- $\gamma_{s;t}$ : facteur partiel pour la résistance en traction.

| Situations durables et transitoires ou situations sismiques | |
|---|---|
| $\gamma_{s;t}$ | 1,15 |
| Situations accidentelles | |
| $\gamma_{s;t}$ | 1,05 |

### 1.3.7.5 *Calcul de la charge de fluage en compression à l'état-limite de service :*

$$R_{c;cr;d} = \frac{R_{c;cr;k}}{\gamma_{cr}}$$

Avec :
- $\gamma_{cr}$ : facteur partiel sur la charge de fluage de compression :

| ELS – Combinaisons caractéristiques | |
|---|---|
| $\gamma_{cr}$ | 0,9 |
| ELS – Combinaisons quasi-permanentes | |
| $\gamma_{cr}$ | 1,1 |

- $R_{c;cr;k}$ : valeur caractéristique de la charge de fluage en compression :

Sans refoulement de sol :

$$R_{c;cr;k} = 0{,}5 \cdot R_{b;k} + 0{,}7 \cdot R_{s;k}$$

Avec refoulement de sol

$$R_{c;cr;k} = 0{,}7 \cdot R_{b;k} + 0{,}7 \cdot R_{s;k}$$

### 1.3.7.6 *Calcul de la charge de fluage en traction à l'état-limite de service :*

$$R_{t;cr;d} = \frac{R_{t;cr;k}}{\gamma_{s;cr}}$$

Avec :
- $\gamma_{s;cr}$ facteur partiel sur la charge de fluage en traction :

| ELS – Combinaisons caractéristiques | |
|---|---|
| $\gamma_{s;cr}$ | 1,1 |
| ELS – Combinaisons quasi-permanentes | |
| $\gamma_{s;cr}$ | 1,5 |

- $R_{t;cr;k}$ : valeur caractéristique de la charge de fluage en traction :

$$R_{t;cr;k} = 0{,}7 \cdot R_{s;k}$$

## 1.3.8 Procédure « modèle de pieu » :

### 1.3.8.1 Calcul de valeur caractéristique de la portance $R_{c;k}$ :

$$R_{c;k} = \frac{1}{\gamma_{R;d1}} \cdot min\left\{\frac{(R_c)_{moyen}}{\xi_3} ; \frac{(R_c)_{min}}{\xi_4}\right\}$$

Avec :

- $\gamma_{R;d1}$ coefficient partiel de modèle lié à la dispersion du modèle de calcul :

| | $\gamma_{R;d1}$ Compression | $\gamma_{R;d1}$ Traction |
|---|---|---|
| Pieux non ancrés dans la craie de classe 1 à 7 (hors pieux de catégorie 10 et 15) | 1,15 | 1,4 |
| Pieux ancrés dans la craie de classe 1 à 7 (hors pieux de catégorie 10 et 15, 17, 18, 19 et 20) | 1,4 | 1,7 |
| Pieux de catégorie 10, 15, 17, 18, 19 et 20 | 2,0 | 2,0 |

- $(R_c)_{moyen}$ est la valeur moyenne de la portance de chaque essai
  $(R_c)_{moyen} = (R_b + R_s)_{moyen} = (R_b)_{moyen} + (R_s)_{moyen}$

- $(R_c)_{min}$ est la valeur minimale de la portance calculée pour chaque essai
  $(R_c)_{min} = (R_b + R_s)_{min}$

- $\xi 3$ et $\xi 4$ facteurs de corrélation qui dépendent de la surface d'investigation et du nombre d'essais :

$$\xi_i(N,S) = 1 + [\xi_i'(N) - 1] \cdot \sqrt{\frac{S}{S_{réf}}}$$

Avec $\xi'_3$ et $\xi'_4$ coefficients partiels dépendant du nombre d'essais :

| N (Nombre d'essais) | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 à 6 | 7 à 9 | >=10 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\xi'_3$ | 1,40 | 1,35 | 1,33 | 1,31 | 1,29 | 1,27 | 1,25 |
| $\xi'_4$ | 1,40 | 1,27 | 1,23 | 1,20 | 1,15 | 1,12 | 1,08 |

S est la surface d'investigations géotechniques
$S_{réf}$ correspond à une surface de référence prise égale à 2500 m².

### 1.3.8.2 Calcul de valeur caractéristique de la résistance en traction $R_{t;k}$ :

$$R_{t;k} = \frac{1}{\gamma_{R;d1}} \cdot min\left\{\frac{(R_s)_{moyen}}{\xi_3} ; \frac{(R_s)_{min}}{\xi_4}\right\}$$

Avec :

- $\gamma_{R;d1}$ : coefficient partiel de modèle lié à la dispersion du modèle de calcul (cf. paragraphe précédent)

- $\xi_3$ et $\xi_4$ : facteurs de corrélation qui dépendent de la surface d'investigation et du nombre d'essais (cf. paragraphe précédent)

### *1.3.8.3 Résistance de frottement axial caractéristique $R_{s;k}$*

$$R_{s;k} = \frac{(R_s)_{moy}}{(R_c)_{moy}} * R_{c;k}$$

Avec :

- $(R_s)$moy : résistance moyenne de frottement axial
- $(R_c)$moy : résistance moyenne en compression (cf. paragraphes précédent)
- $R_{c;k}$ : résistance en compression caractéristique (cf. paragraphes précédent)

### *1.3.8.4 Résistance de pointe caractéristique $R_{b;k}$*

$$R_{b;k} = \frac{(R_b)_{moy}}{(R_c)_{moy}} * R_{c;k}$$

Avec :

- $(R_s)$moy : résistance moyenne de la pointe
- $(R_c)$moy : résistance moyenne en compression (cf. paragraphes précédent)
- $R_{c;k}$ : résistances en compression caractéristique (cf. paragraphes précédent)

### *1.3.8.5 Calcul de portance en compression de la fondation profonde à l'état-limite ultime :*

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t}$$

Avec :

- $\gamma$b facteur partiel pour la résistance de pointe
- $\gamma$s facteur partiel pour la résistance de frottement axiale

| Situations durables et transitoires ou situations sismiques | |
|---|---|
| $\gamma_t$ | 1,1 |
| Situations accidentelles | |
| $\gamma_t$ | 1,0 |

### *1.3.8.6 Calcul de la résistance en traction de la fondation profonde à l'état-limite ultime :*

$$R_{t;d} = \frac{R_{t;k}}{\gamma_{s;t}}$$

Avec :

- Rt;k : valeur caractéristique de la résistance en traction du pieu
- $\gamma$s;t : facteur partiel pour la résistance en traction

| Situations durables et transitoires ou situations sismiques | |
|---|---|
| $\gamma_{s;t}$ | 1,15 |
| Situations accidentelles | |
| $\gamma_{s;t}$ | 1,05 |

### *1.3.8.7 Calcul de la charge de fluage en compression à l'état-limite de service :*

$$R_{c;cr;d} = \frac{R_{c;cr;k}}{\gamma_{cr}}$$

Avec :

- $\gamma_{cr}$ : facteur partiel sur la charge de fluage de compression :

| | |
|---|---|
| ELS – Combinaisons caractéristiques | |
| $\gamma_{cr}$ | 0,9 |
| ELS – Combinaisons quasi-permanentes | |
| $\gamma_{cr}$ | 1,1 |

- $R_{c;cr;k}$ : valeur caractéristique de la charge de fluage en compression :

Sans refoulement de sol :

$$R_{c;cr;k} = 0{,}5 \cdot R_{b;k} + 0{,}7 \cdot R_{s;k}$$

Avec refoulement de sol

$$R_{c;cr;k} = 0{,}7 \cdot R_{b;k} + 0{,}7 \cdot R_{s;k}$$

### *1.3.8.8 Calcul de la charge de fluage en traction à l'état-limite de service :*

$$R_{t;cr;d} = \frac{R_{t;cr;k}}{\gamma_{s;cr}}$$

Avec :

- $\gamma_{s;cr}$ facteur partiel sur la charge de fluage en traction :

| | |
|---|---|
| ELS – Combinaisons caratéristiques | |
| $\gamma_{s;cr}$ | 1,1 |
| ELS – Combinaisons quasi-permanentes | |
| $\gamma_{s;cr}$ | 1,5 |

- $R_{t;cr;k}$ valeur caractéristique de la charge de fluage en traction :

$$R_{t;cr;k} = 0{,}7 \cdot R_{s;k}$$

# 2. Capacité portante : Essai au pénétromètre

## 2.1 Par la méthode du Fascicule 62

La méthode employée est la même que celle de la méthode pressiométrique. Seuls les calculs de la contrainte de rupture relative $q_u$ et le frottement latéral unitaire limite $q_s(z)$ diffèrent d'une méthode à l'autre.

La contrainte de rupture relative $q_u$ est exprimée par :

$$q_u = k_c \cdot q_{ce}$$

Avec :

- $k_c$ le facteur de portance, donné par le tableau suivant :

| Nature des terrains | | Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol | Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol |
|---|---|---|---|
| ARGILES - LIMONS | A | 0.40 | 0.55 |
| | B | | |
| | C | | |
| SABLES – GRAVES | A | 0.15 | 0.50 |
| | B | | |
| | C | | |
| CRAIES | A | 0.20 | 0.30 |
| | B | 0.30 | 0.45 |

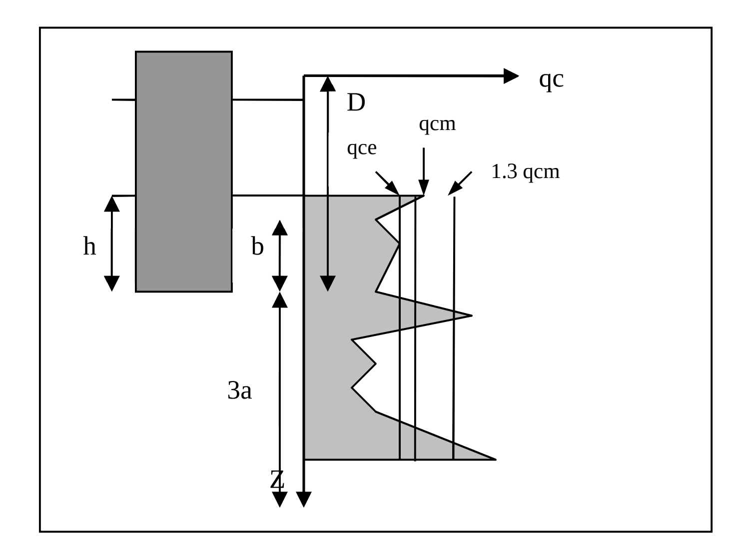
- $q_{ce}$ la résistance de pointe équivalente, calculée comme pour les fondations superficielles :

$$q_{ce} = \frac{1}{b + 3 \cdot a} \cdot \int_{D-b}^{D+3\cdot a} q_{cc}(z) \cdot dz$$

Avec :

- a est le maximum entre 0.5 et B/2
- b est le minimum entre a et h
- h est la hauteur de fondation contenue dans la formation porteuse
- $q_{cc}(z)$ est la résistance de pointe corrigée, que l'on obtient en écrêtant le diagramme des $q_c(z)$ mesurés à 1.3 $q_{cm}$.
- $q_{cm}$ est la valeur moyenne de la résistance de pointe, donnée par :

$$q_{cm} = \frac{1}{b + 3 \cdot a} \cdot \int_{D-b}^{D+3\cdot a} q_c(z) \cdot dz$$




Le frottement latéral unitaire limite $q_s$ est déterminé par l'expression suivante :

Si $q_c(z) > 1MPa$ :

$$q_s(z) = min\left\{\frac{q_c(z)}{\beta} ; q_{s\,max}\right\}$$

Sinon :

$$q_s(z) = 0$$

Le coefficient β et la valeur de $q_{smax}$ sont déterminés par le tableau suivant :

| | | Argiles - Limons | | | | | Sables - Graves | | | Craies | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | A | B | | C | | A | B | C | A | B |
| Foré | β | - | - | 75(1) | - | - | 200 | 200 | 200 | 125 | 80 |
| | $q_{smax}$ (kPa) | 15 | 40 | 80(1) | 40 | 80(1) | - | - | 120 | 40 | 120 |
| Foré tubé (tube non récupéré) | β | - | 100 | 100(2) | - | 100(2) | 250 | 250 | 300 | 125 | 100 |
| | $q_{smax}$ (kPa) | 15 | 40 | 60(2) | 40 | 80(2) | - | 40 | 120 | 40 | 80 |
| Métal battu fermé | β | - | 150 | | 150 | | 300 | 300 | 300 | (3) | |
| | $q_{smax}$ (kPa) | 15 | 40 | | 80 | | - | - | 120 | | |
| Battu préfabriqué béton | β | - | 75 | | - | | 150 | 150 | 150 | (3) | |
| | $q_{smax}$ (kPa) | 15 | 80 | | 80 | | - | - | 120 | | |

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.
(2) Forage à sec, tube non louvoyé.
(3) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.

## 2.2 Par la méthode du DTU 13.2

Le calcul de la résistance de pointe est donné par la relation :

$$Q_p = A \cdot q_p$$

Avec :
- A l'aire de la section droite de la pointe du pieu.
- $q_p$ est la contrainte limite donnée par la relation :

$$q_p = k_c \cdot q_c$$

Les valeurs de $k_c$ sont données par les tableaux suivants (en fonction de l'option choisie) ;

Le frottement total mobilisable à la rupture $Q_s$ est donné par la formule :

$$Q_s = P \cdot \int_0^h q_s(z) \cdot dz$$

Avec :
- P périmètre de la fondation profonde ;
- $q_s$ frottement latéral unitaire déduit par la relation :

$$q_s(z) = \frac{q_c(z)}{\alpha}$$

Le facteur α dépend de la nature du sol et du type de pieu (cf tableaux suivants)
Les valeurs de $q_s$ sont limitées par la valeur de $q_{smax}$ (cf tableaux suivants)

| Nature du sol | $q_c$ (KPa) | Facteur de portance $k_c$ $q_p = k_c.q_c$ | | Coefficient α $q_s = q_c/\alpha$ | | | | Valeur maximale de $q_s$** (kPa) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Pieu foré | Pieu battu | Pieu foré | | Pieu battu | | Pieu foré | | Pieu battu | | Pieu injecté | |
| | | | | Fût béton | Tubé | Fût béton | Fût métal | Fût béton | Tubé | Fût béton | Fût métal | Faible pression | Haute pression |
| Argile molle et vase | 0 à 2000 | 0,4 | 0,5 | 30 | 30 | 30 | 30 | 15 | 15 | 15 | 15 | 35 | |
| Argile moyennement consistante | 2000 à 5000 | 0,35 | 0,45 | 40 | 80 | 40 | 80 | (80) * 35 | (80) * 35 | (80) * 35 | 35 | 80 | ≥ 120 |
| Argile raide à très raide | >5000 | 0,45 | 0,55 | 60 | 120 | 60 | 120 | (80) * 35 | (80) * 35 | (80) * 35 | 35 | 80 | ≥ 200 |
| Limon ou sable lâche | 0 à 2500 | 0,4 | 0,5 | (60) * 120 | 150 | (60) * 80 | (120) * 160 | 35 | 35 | 35 | 35 | 80 | |
| Sable moyennement compact | 2500 à 10000 | 0,4 | 0,5 | (100) * 120 | (200) * 250 | 100 | (200) * 250 | (120) * 80 | (80) * 35 | (120) * 80 | 80 | 120 | ≥ 200 |
| Sable compact à très compact | >10000 | 0,3 | 0,4 | 150 | (300) * 200 | 150 | (300) * 200 | (150) * 120 | (120) * 80 | (150) * 120 | 120 | 150 | ≥ 200 |
| Craie molle | ≤5000 | 0,2 | 0,3 | 100 | 120 | 100 | 120 | 35 | 35 | 35 | 35 | 80 | |
| Craie altérée fragmentée | >5000 | 0,2 | 0,4 | 60 | 80 | 60 | 80 | (150) * 120 | (120) * 80 | (150) * 120 | 120 | 150 | ≥ 200 |

* Les valeurs entre parenthèse correspondent, pour les pieux forés, à une exécution soignée du pieu et une technologie de mise en œuvre susceptible de remanier au minimum le sol au contact du fût. Pour les pieux battus, par contre, elles correspondent à un resserrement du sol sur le pieu après battage.
** Pour les pieux forés Ø ≥ 1.50m, les puits coulés à pleine fouille, les barrettes, un abattement de 15% est fait sur ces valeurs.

*DTU13.2 : Tableau IV Valeurs des coefficients $k_c$ et $\alpha$ (d'après M. Bustamante et L. Gianeselli)*

| Nature du fût | | Fût en béton | | | Fût métallique | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Mode de mise en place | | Battu ou injecté faible pression | Foré | Foré en grand diamètre* | Profilé H battu | Battu | Foré |
| Valeur maximale de $q_{si}$ (kPa) | | 120 | 100 120 dans la craie | 80 100 dans la craie | 120 | 50 | 25 |
| Nature du sol | Facteur de portance $k_c$ $q_p = k_c.q_c$ | Coefficient α $q_s = q_c/\alpha$ | | | | | |
| Argile et craie | 0,50 | 40 | 60 | 70 | 45 | 80 | 160 |
| Limon et sols intermédiaire | 0,45 | 50 | 70 | 80 | 55 | 100 | 200 |
| Sable lâche $q_c \leq 5$MPa | 0,40 | 80 | 120 | 140 | 90 | 160 | 320 |
| Sable moyen $5 \leq q_c < 20$ MPa | 0,40 | 120 | 180 | 200 | 140 | 250 | 500 |
| Sable dense $q_c \geq 20$ MPa | 0,40 | 160 | 240 | 270 | 180 | 330 | 660 |
| Graves | 0,35 | 160 | 240 | 270 | 180 | 330 | 660 |

* Cette colonne concerne les pieux forés Ø ≥ 1.50m, les puits coulés à pleine fouille.

*DTU13.2 : Tableau IVbis Valeurs des coefficients $k_c$ et $\alpha$ et de $q_{si}$* (d'après la commission de concertation des bureaux de contrôle.)

Pour finir le logiciel vérifie les inégalités suivantes :

$$Q_{ELU} \leq (0.5 \cdot Q_{pr} + 0.75 \cdot Q_s)$$
$$Q_{ELS} \leq (0.33 \cdot Q_{pr} + 0.5 \cdot Q_s)$$

## 2.3 Selon la NF P 94-262

### *2.3.1 Calcul de la résistance de pointe :*

$$R_b = A_b \cdot q_b$$

Avec :
- $A_b$ : surface de base de la fondation
- $q_b$ : valeur de la pression de rupture du terrain à la base du pieu

### *2.3.2 Pression de rupture :*

$$q_b = k_c \cdot q_{ce}$$

Avec :
- $k_c$ : facteur de portance au pénétromètre
- $q_{ce}$ : résistance à la pénétration équivalente

### *2.3.3 Facteur de portance $k_c$*

Si $D_{ef}/B \geq 5$

$$k_c(D_{ef}/B) = k_{cmax}$$

Si $D_{ef}/B < 5$

Pour les argiles et limons :

$$k_c(D_{ef}/B) = 0,3 + \frac{(k_{cmax} - 0,3) \cdot \left(\frac{D_{ef}}{B}\right)}{5}$$

Pour les sols intermédiaires :

$$k_c(D_{ef}/B) = 0,2 + \frac{(k_{cmax} - 0,2) \cdot \left(\frac{D_{ef}}{B}\right)}{5}$$

Pour les sables et graves :

$$k_c(D_{ef}/B) = 0,1 + \frac{(k_{cmax} - 0,1) \cdot \left(\frac{D_{ef}}{B}\right)}{5}$$

Pour la craie, les marnes et les roches altérées ou fragmentées :

$$k_c(D_{ef}/B) = 0,15 + \frac{(k_{cmax} - 0,15) \cdot \left(\frac{D_{ef}}{B}\right)}{5}$$

Avec :
- B largeur de la base du pieu
- $D_{ef}$ hauteur d'encastrement effective

$$D_{ef} = \frac{1}{q_{ce}} \cdot \int_{D-h_D}^{D} q_c(z) \cdot dz$$

Avec $h_D$ qui désigne une longueur égale à 10.B.

Valeur du facteur de portance pénétrométrique maximum ($k_{cmax}$) :

| Terrain / Classe de pieu | Argile Limon | Sols intermédiaires | Sable Grave | Craie | Marne et calcaire-marneux | Roche altérée et fragmentée |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0,4(2) | 0,3(b) | 0,2(b) | 0,3(b) | 0,3(b) | 0,3(b) |
| 2 | 0,45 | 0,3 | 0,25 | 0,3 | 0,3 | 0,3 |
| 3 | 0,5 | 0,5 | 0,5 | 0,4 | 0,35 | 0,35 |
| 4 | 0,45 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 |
| 5 (1) | 0,35 | 0,3 | 0,25 | 0,15 | 0,15 | 0,15 |
| 6 (1) | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,35 | 0,2 | 0,2 |
| 7 (1) | 0,35 | 0,25 | 0,15 | 0,15 | 0,15 | 0,15 |
| 8 | 0,45(2) | 0,3(2) | 0,2(2) | 0,3(2) | 0,3(2) | 0,25(2) |

(1) pour les pieux de type battu ouvert, profil H battu et palplanche battue, mise en œuvre par vibrofonçage, un abattement de 50 % est fait sur la valeur du $k_c$
(2) Pour les micropieux, la résistance de pointe est négligée par défaut.

## 2.3.4 *Résistance de pénétration équivalente :*

$$q_{ce} = \frac{1}{b + 3 \cdot a} \cdot \int_{D-b}^{D+3 \cdot a} q_{cc}(z) \cdot dz$$

Avec :

- $q_{cc}(z)$ : profil des valeurs pénétrométriques corrigé (valeur écrêtée * 1.3 $q_{cm}$)
- D : profondeur de la fondation
- $a = max\left\{\frac{B}{2}; 0,5\right\}$
- $b = min\{a; h\}$
- h : hauteur du pieu contenue dans la formation porteuse
  B : largeur du pieu

## 2.3.5 *Résistance de frottement axial :*

$$R_s = P_s \cdot \int_0^D q_s(z) \cdot dz$$

Avec :

- $P_s$ : périmètre du fût du pieu
- $q_s(z)$ : frottement axial unitaire limite à la cote z
- D : longueur de la fondation contenue dans le terrain

## 2.3.6 *Frottement axial unitaire $q_s$ :*

$$q_s(z) = \alpha_{pieu-sol} \cdot f_{sol}[q_c(z)]$$

Avec :

- $\alpha_{pieu\text{-}sol}$ paramètre adimensionnel qui dépend du type de pieu et du type de sol. Ce paramètre est défini dans le tableau suivant :

| N° | Abréviation | Technique de mise en œuvre | Argile Limons | Sols intermédiaires | Sable Grave | Craie | Marne et Calcaire-Marneux | Roche altérée ou fragmentée |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | FS | Foré simple (pieux et barrettes) | 0,55 | 0,65 | 0,70 | 0,80 | 1,40 | 1,50 |
| 2 | FB | Foré boue (pieux et barrettes) | 0,65 | 0,80 | 1,00 | 0,80 | 1,40 | 1,50 |
| 3 | FTP | Foré tubé (virole perdue) | 0,35 | 0,40 | 0,40 | 0,25 | 0,85 | - |
| 4 | FTR | Foré tubé (virole récupérée) | 0,65 | 0,80 | 1,00 | 0,75 | 0,13 | - |
| 5 | FSR, FBR, PU | Foré simple ou boue avec rainurage ou puits | 0,70 | 0,85 | - | - | - | - |
| 6 | FTC, FTCD | Foré tarière continue simple rotation ou double rotation | 0,75 | 0,90 | 1,25 | 0,95 | 1,50 | 1,50 |
| 7 | VM | Vissé moulé | 0,95 | 1,15 | 1,45 | 0,75 | 1,60 | - |
| 8 | VT | Vissé tubé | 0,30 | 0,35 | 0,40 | 0,45 | 0,65 | - |
| 9 | BPF, BPR | Battu béton préfabriqué ou précontraint | 0,55 | 0,65 | 1,00 | 0,45 | 0,85 | - |
| 10 | BE | Battu enrobé (béton, mortier, coulis)- | 1,00 | 1,20 | 1,45 | 0,85 | 1,50 | - |
| 11 | BM | Battu moulé | 0,60 | 0,70 | 1,00 | 0,95 | 0,95 | - |
| 12 | BAF | Battu acier fermé | 0,40 | 0,50 | 0,85 | 0,20 | 0,85 | - |
| 13 | BAO (1) | Battu acier ouvert | 0,60 | 0,70 | 0,50 | 0,25 | 0,95 | 0,95 |
| 14 | HB (1) | H battu | 0,55 | 0,65 | 0,70 | 0,20 | 0,95 | 0,85 |
| 15 | HBi | H battu injecté IGU ou IRS | 1,35 | 1,60 | 2,00 | 1,10 | 2,25 | 2,25 |
| 16 | PP (1) | Palplanches battues | 0,45 | 0,55 | 0,55 | 0,20 | 1,25 | 1,15 |
| 17 | M1 | Micropieu type I | - | - | - | - | - | - |
| 18 | M2 | Micropieu type II | - | - | - | - | - | - |
| 19 | PIGU, MIGU | Pieu ou micropieu injecté (type III) | 1,35 | 1,60 | 2,00 | 1,10 | 2,25 | 2,25 |
| 20 | PIRS, MIRS | Pieu ou micropieu injecté (type IV) | 1,70 | 2,05 | 2,65 | 1,40 | 2,90 | 2,90 |
| (1) les pieux de type BAO, HB et PP mise en œuvre par vibrofonçage un abattement de 30 % est fait sur le $q_s$<br>(2) Pour les pieux de grande longueur (pieu > 25 m) un abattement de 50% est fait sur la partie située à 25m ou plus au-dessus de la pointe | | | | | | | | |

- $f_{sol}[q_c(z)]$ est fonction du type de pieu et des valeurs de $q_c$ à la profondeur z :

$$f_{sol}[q_c(z)] = (a \cdot q_c(z) + b) \cdot \left(1 - e^{-c \cdot q_c(z)}\right)$$

a, b et c sont définis dans le tableau suivant :

| Type de sol | Argile Limons | Sols intermédiaires | Sols intermédiaire Sable Grave | Craie | Marne et Calcaire Marneux | Riche altérée ou fragmentée |
|---|---|---|---|---|---|---|
| a | 0,0018 | 0,0015 | 0,0012 | 0,0015 | 0,0015 | 0,0015 |
| b | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 |
| c | 0,4 | 0,25 | 0,15 | 0,25 | 0,25 | 0,25 |

$q_s$ est limité par les valeurs maximales $q_{smax}$ définies dans le tableau suivant :

| N° | Abréviation | Technique de mise en œuvre | Valeurs $q_{smax}$ en kPa | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Argile Limons | Sols intermédiaires | Sable Grave | Craie | Marne et Calcaire-Marneux | Roche altérée ou fragmentée |
| 1 | FS | Foré simple (pieux et barrettes) | 90 | 90 | 90 | 20 | 170 | 200 |
| 2 | FB | Foré boue (pieux et barrettes) | 90 | 90 | 90 | 200 | 170 | 200 |
| 3 | FTP | Foré tubé (virole perdue) | 50 | 50 | 50 | 50 | 90 | - |
| 4 | FTR | Foré tubé (virole récupérée) | 90 | 90 | 90 | 170 | 170 | - |
| 5 | FSR, FBR, PU | Foré simple ou boue avec rainurage ou puits | 90 | 90 | - | - | - | - |
| 6 | FTC, FTCD | Foré tarière continue simple rotation ou double rotation | 90 | 90 | 170 | 200 | 200 | 200 |
| 7 | VM | Vissé moulé | 130 | 130 | 200 | 170 | 170 | - |
| 8 | VT | Vissé tubé | 50 | 50 | 90 | 90 | 90 | - |
| 9 | BPF, BPR | Battu béton préfabriqué ou précontraint | 130 | 130 | 130 | 90 | 90 | - |
| 10 | BE | Battu enrobé (béton, mortier, coulis)- | 170 | 170 | 260 | 200 | 200 | - |
| 11 | BM | Battu moulé | 90 | 90 | 130 | 260 | 200 | - |
| 12 | BAF | Battu acier fermé | 90 | 90 | 90 | 50 | 90 | - |
| 13 | BAO (1) | Battu acier ouvert | 90 | 90 | 50 | 50 | 90 | 90 |
| 14 | HB (1) | H battu | 90 | 90 | 130 | 50 | 90 | 90 |
| 15 | HBi | H battu injecté IGU ou IRS | 200 | 200 | 380 | 320 | 320 | 320 |
| 16 | PP (1) | Palplanches battues | 90 | 90 | 50 | 50 | 90 | 90 |
| 17 | M1 | Micropieu type I | - | - | | - | - | - |
| 18 | M2 | Micropieu type II | - | - | | - | - | - |
| 19 | PIGU, MIGU | Pieu ou micropieu injecté (type III) | 200 | 200 | 380 | 320 | 320 | 320 |
| 20 | PIRS, MIRS | Pieu ou micropieu injecté (type IV) | 200 | 200 | 440 | 440 | 440 | 500 |

### 2.3.7 *Procédure « modèle de terrain » :*

Même procédure qu'avec les essais pressiométriques

### 2.3.8 *Procédure « pieu modèle » :*

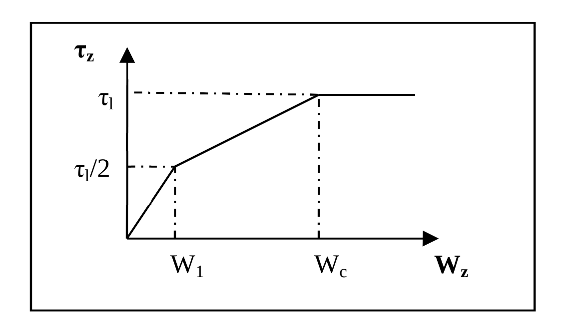
Même procédure qu'avec les essais pressiométriques

# 3. Tassement : Essais pressiométriques

## 3.1 Selon l'article de Frank et Zhao Bulletin du LCPC n°119 :

La longueur du pieu est discrétisées en un certain nombre d'éléments, de manière à ce que pour chacun de ceux-ci, la valeur du frottement latéral unitaire $\tau_z$ puisse être considérée comme constante.

Pour chaque couche, on définit une loi tri linéaire ($\tau_z$, $W_z$), liant l'enfoncement du pieu à la profondeur z, $W_z$, au frottement latéral unitaire, de la façon suivante :

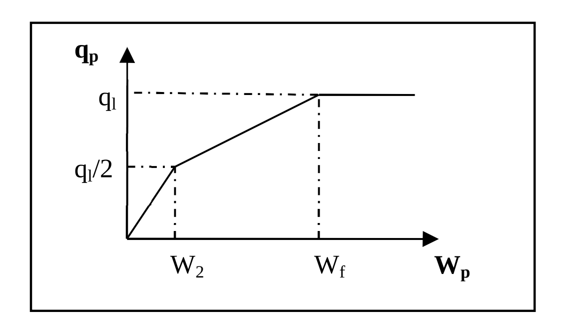



Où : - $\tau_l$ est le frottement latéral unitaire limite, calculé de la même façon que pour la capacité portante ($\tau_l$=$q_s$).

$$W_1 = \frac{\tau_l}{2 \cdot B}$$

$$W_c = \frac{3 \cdot \tau_l}{B}$$

On définit de même une loi tri linéaire ($q_p$, $W_p$) en pointe, permettant de lier l'enfoncement en pointe de pieu et l'effort axial unitaire en pointe.




Où : - $q_l$ est l'effort axial unitaire limite en pointe ($q_l = q_p$).

$$W_2 = \frac{q_l \cdot D}{2 \cdot R}$$

$$W_f = \frac{3 \cdot q_l \cdot D}{R}$$

Dans ces lois, les paramètres B et R sont des fonctions linéaires du module pressiométrique $E_m$, définis par les formules suivantes :

$$B(kPa/m) = 2{,}5 \cdot E_m$$
$$R = 11{,}0 \cdot E_m$$

Si on connaît le tassement $W_h$ au sommet de la couche située à la profondeur h, on peut déterminer la valeur du frottement latéral unitaire, ainsi que les valeurs des paramètres $A_0$ et $B_0$, vérifiant l'équation $\tau_h = A_0 + B_0 \cdot W_h$ sur la portion de la loi concernée.

On peut ensuite calculer le tassement $W_h'$ au sommet de la couche suivante, à la profondeur h'.

Pour cela, on définit les vecteurs d'état

$$V_h = \begin{bmatrix} W_h \\ N_h \\ 1 \end{bmatrix}$$

$$V_h' = \begin{bmatrix} W_h' \\ N_h' \\ 1 \end{bmatrix}$$

où $N_h$ et $N'_h$ sont les efforts axiaux aux profondeurs h et h'.

On passe de $V_h$ à $V'_h$ par la relation :

$$V_h' = [T_h'] \cdot V_h$$

$[T_{h'}]$ est une matrice définie par :

Si $\tau_z < \tau_l$

$$[T_h'] = \begin{bmatrix} ch(\mu \cdot z') & \dfrac{-sh(\mu \cdot z')}{\mu \cdot E_b \cdot S} & \dfrac{A_0}{B_0} \cdot (ch(\mu \cdot z') - 1) \\ -E_b \cdot S \cdot \mu \cdot sh(\mu \cdot z') & ch(\mu \cdot z') & -\dfrac{E_b \cdot S \cdot A_0 \cdot \mu}{B_0} \cdot sh(\mu \cdot z') \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Si $\tau_z = \tau_l$

$$[T_h'] = \begin{bmatrix} 1 & \dfrac{-z'}{E_b \cdot S} & \dfrac{\pi \cdot D \cdot \tau_l \cdot z'^2}{2 \cdot E_b \cdot S} \\ 0 & 1 & -\pi \cdot D \cdot \tau_l \cdot z' \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Avec :

- $E_b$ le module d'Young du pieu à la profondeur considérée
- μ un paramètre défini par :

$$\mu = \sqrt{\frac{\pi \cdot D \cdot B_0}{E_b \cdot S}}$$

- S la section du pieu
- D le diamètre du pieu
- z' la différence de profondeur : z'= h' – h

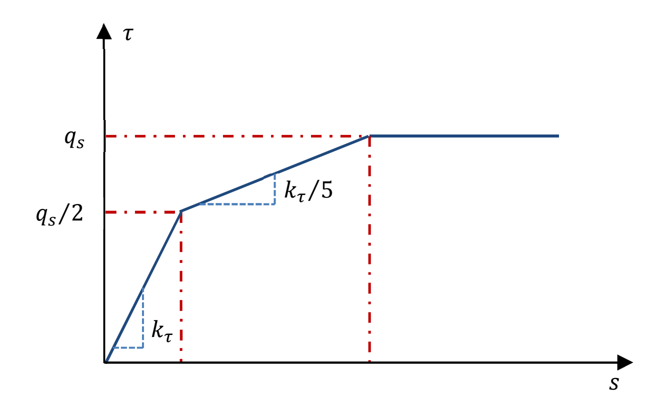
On calcule donc ainsi, à partir d'un tassement supposé $W_0$ en tête de pieu, le frottement latéral le long du pieu. Puisqu'on a pu calculer également le tassement en pointe, on détermine à l'aide de la loi ($q_p$, $W_p$) l'effort en pointe.

Trois cas peuvent alors se présenter :

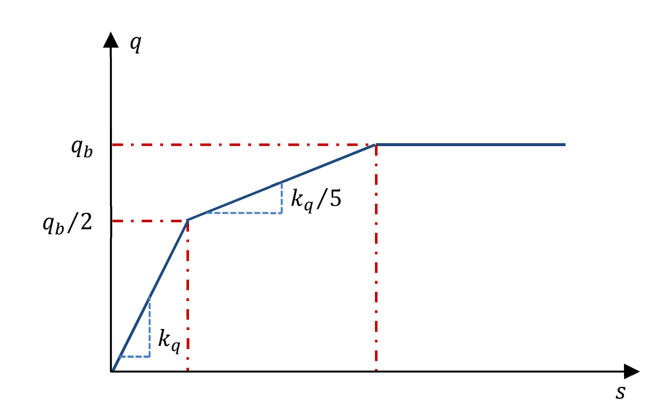
- si la somme des efforts est supérieure à l'effort appliqué en tête de pieu, alors le tassement initial a été surévalué. On recommence le calcul avec un tassement plus faible ;
- si la somme des efforts est inférieure à l'effort appliqué en tête de pieu, alors le tassement initial a été sous-évalué. On recommence le calcul avec un tassement plus important ;
- si la somme des efforts est égale à l'effort appliqué en tête, le tassement a été correctement évalué.

## 3.2 Selon la NF P 94-262 :

Le calcul sera identique que précédemment, la différence porte sur les lois de mobilisation du frottement axial et de l'effort de pointe.




Evaluation de la rigidité axiale d'un pieu à partir de la loi de mobilisation du frottement axiale




Evaluation de la rigidité axiale d'un pieu à partir de la loi de mobilisation de l'effort de pointe

- s déplacement vertical
- q effort sur la pointe
- $q_s$ frottement latéral limite
- $q_b$ effort de pointe limite

Pour les sols fins (Argiles, limons, et sols intermédiaires) :

$$k_\tau = \frac{2{,}0 \cdot E_m}{B}$$
$$k_q = \frac{11{,}0 \cdot E_m}{B}$$

Pour les sols granulaires (Sables, graves, sols intermédiaires, craie …) :

$$k_\tau = \frac{0{,}8 \cdot E_m}{B}$$
$$k_q = \frac{4{,}8 \cdot E_m}{B}$$

# 4. Tassement : Essai pénétrométrique

Le tassement est calculé de la même façon que pour le pressiomètre.

Il est en fait demandé une corrélation entre le module pressiométrique $E_m$ et la résistance de pointe $q_c$, de la forme $E_m = \alpha\ q_c$, afin de disposer de tous les paramètres nécessaires à la méthode. Les coefficients sont à définir par l'utilisateur lors de la saisie du sondage, mais des valeurs typiques sont données ci-dessous :

| Type de sol | α |
|---|---|
| Argiles | 6 |
| Limons | 3 |
| Sables | 1.5 |
| Graves | 1.0 |

# 5. Capacité portante : Essai laboratoire (c et φ)

Utilisation du DTU 13.2

## 5.1 Résistance de pointe

Lorsque l'ancrage D est supérieur ou égal à l'ancrage critique ($D_c$ = 3. B) la contrainte limite de pointe $q_{pl}$ est calculée de la manière suivante

Pour les sols pulvérulents et sols intermédiaires :

$$q_{pl} = a \cdot N_{qmax} + \lambda \cdot c \cdot N_{cmax}$$

Pour les sols purement cohérents ($\varphi_{uu} = 0$) :

$$q_{pl} = 7 \cdot \lambda \cdot c_{uu}$$

Avec :

- a = terme constant ayant les dimensions d'une pression a = 0.05 MPa.

- $\lambda$ est le coefficient de forme :
  - $\lambda$ = 1.3 pour les pieux à section circulaire ou carrée
  - $\lambda = 1 + 0{,}3 \cdot (B/L)$ pour les barrettes et parois de forme allongée (L est la plus grande dimension de la section horizontale de la fondation)

- c et $c_{uu}$ correspondent la cohésion du sol de la couche d'ancrage

- $N_{qmax}$ et $N_{cmax}$ sont les facteurs de force portante sans dimension pour la fondation profonde, fonction de l'angle de frottement interne φ' :

| φ' en degré | 0 | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $N_{qmax}$ | 1 | 1,8 | 3,4 | 6,5 | 13 | 26 | 57 | 134 | 355 | 1096 |
| $N_{cmax}$ | 7 | 9,6 | 13,8 | 20,6 | 32 | 54 | 97 | 190 | 421 | 1095 |

Pour les valeurs angles de frottement intermédiaires les valeurs de $N_{qmax}$ et $N_{cmax}$ sont extrapolées linéairement.

Lorsque D est inférieur à $D_c$, la résistance de pointe $q_{pr}$ est déterminée par la formule :

$$q_{pr} = a \cdot \frac{D}{D_c} \cdot N_{qmax} + \lambda \cdot c \cdot \left[ N_{cmin} + \frac{D}{D_c} \cdot (N_{cmax} - N_{cmin}) \right]$$

Avec $N_{cmin}$ facteur de cohésion minimal :

| φ' en degré | 0 | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $N_{cmin}$ | 5,14 | 6,5 | 8,5 | 11 | 15 | 21 | 30 | 46 | 75 | 135 |

## 5.2 Frottement latéral

$Q_s$ est le frottement total mobilisable à la rupture, donné par la formule :

$$Q_s = P \cdot \int_0^h q_s(z) \cdot dz$$

$q_s$ est le frottement latéral unitaire, estimé :

Pour les sols purement cohérents ou cohérents prédominant par la formule :

$$q_s = \beta \cdot c_{uu}$$

Avec β coefficient généralement ≤ 1 :

| Type de pieu | Nature du fût | β |
|---|---|---|
| Puits et pieux forés de gros diamètre | Fût en béton | 0,6 |
| Pieux forés | Fût en béton | 0,7 |
| | Fût en métal | 0,5 |
| Pieux battus | Fût en béton | 0,7 |
| | Fût en métal | 0,5 |
| Pieux injectés | Faible pression | 1 |
| | Forte pression | 1,5 |

Les valeurs de $q_s$ données par la formule précédente sont bornées supérieurement par les limites fixées par les tableaux IV et IVbis qui figurent dans le paragraphe 2.2 de cette même partie (Pieux – Considération théoriques).

Pour les sols purement pulvérulents ou pulvérulents prédominant :

Les valeurs prises sont les valeurs maximales de $q_s$ données par les tableaux IV et IVbis qui figurent dans le paragraphe 2.2.

Pour finir, le logiciel vérifie les inégalités suivantes :

$$Q_{ELU} \leq (0.5 \cdot Q_{pr} + 0.75 \cdot Q_s)$$
$$Q_{ELS} \leq (0.33 \cdot Q_{pr} + 0.5 \cdot Q_s)$$

# 6. Frottement négatifs

## 6.1 Calcul sur un pieu isolé

La méthode est celle du Fascicule 62 Titre V, Annexe G2 et de la NF P 94-262 Annexe H.

Tout d'abord, il est nécessaire de calculer le long du pieu :

$\sigma'_1(z)$, qui désigne la contrainte verticale effective « non perturbée » correspondant à celle qui régnerait dans le sol en l'absence de l'élément de fondation.

Elle est calculée dans l'axe du pieu en tenant compte de $p_0$ (surcharge uniforme) :

$$\sigma'_1(z) = p_0 + \int_0^z \gamma(z) \cdot dz$$

Avec γ le poids volumique des sols éventuellement déjaugés.





La longueur du pieu est ensuite discrétisée en un certain nombre d'éléments, de manière à ce que pour chacun de ceux-ci, la valeur de $d\sigma'_1/dz$ le long de l'axe du pieu est considérée comme constante.

La contrainte verticale effective à long terme à la profondeur z, $\sigma'_v(z)$, est ensuite calculée tenant compte de la perturbation engendrée par l'accrochage du sol autour du pieu pour chaque couche : Ce calcul s'effectue de proche en proche à chaque couche en partant de la valeur en tête du pieux $\sigma'_v(0)$, est égale à la surcharge $p_0$.
En utilisant la valeur $\sigma'_v(z_j)$ valeur de $\sigma'_v(z)$ au sommet de la couche j, on peut déterminer la valeur de $\sigma'_v(z_{j+1})$ valeur au sommet de la couche suivante j+1.

Si $\mu(\lambda) \neq 0$

$$\sigma'_v(z_{j+1}) = \sigma'_v(z_j) + \left(L_0 \cdot \frac{d\sigma'_1}{dz} - \sigma'_v(z_j)\right) \cdot \left(1 - e^{\frac{\Delta z_j}{L_0}}\right)$$

Si $\mu(\lambda) = 0$

$$\sigma'_v(z_{j+1}) = \sigma'_v(z_j) + \Delta z_j \cdot \frac{d\sigma'_1}{dz}$$

Où :

- $\Delta z_j$ représente l'épaisseur de la couche considérée, soit $\Delta z_j = z_{j+1} - z_j$
- $\mu(\lambda)$ et $L_0$ sont des paramètres caractéristiques de l'équation, données par :

$$\mu(\lambda) = \frac{\lambda^2}{1+\lambda}$$

$$L_0 = \frac{R}{\mu(\lambda) \cdot k \cdot \tan\delta}$$

Où :

- R : rayon équivalent du pieu $R = \frac{P}{2 \cdot \pi}$ avec P : périmètre du pieu
- $\lambda$ : coefficient caractérisant l'amplitude de l'accrochage du sol autour de la fondation

Si $k \cdot \tan\delta \leq 0{,}150$

$$\lambda = \frac{1}{0{,}5 + 25 \cdot k \cdot \tan\delta}$$

Si $0{,}150 \leq k \cdot \tan\delta \leq 0{,}385$

$$\lambda = 0{,}385 - k \cdot \tan\delta$$

Si $k \cdot \tan\delta > 0{,}385$

$$\lambda = 0$$

Le terme k.tanδ est donné par l'utilisateur, il peut être déduit du tableau ci-dessous, extrait du Fascicule 62 Titre V Annexe G2 i2.2 ou NF P 94-262 tableau H2.2.1:

| | | Pieux forés tubés | Pieux forés | Pieux battus |
|---|---|---|---|---|
| TOURBES | Sols organiques | 0.10 | 0.15 | 0.20 |
| ARGILES LIMONS | mous | 0.10 | 0.15 | 0.20 |
| | Fermes à durs | 0.15 | 0.20 | 0.30 |
| SABLES GRAVES | Très lâches | 0.35 | | |
| | lâches | 0.45 | | |
| | autres | 1.00 | | |

Nous obtenons donc la valeur du frottement négatif au milieu de la couche i :

$$G_{nj} ou F_n(z_j) = P \cdot k \tan\delta \cdot \left(\frac{\sigma'_v(z_j) + \sigma'_v(z_{j+1})}{2}\right)$$

Nous comparons $\sigma'_v(z_{j+1})$ à la contrainte effective préexistante dans le terrain avant exécution de la fondation $\sigma'_{v0}(z_{j+1})$.

Si $\sigma'_v(z_{j+1})$ est inférieure à celle-ci, cela permet de déterminer la valeur de $h_1$, où l'effet de la surcharge provoque l'apparition du frottement disparaît.

Et pour finir, le frottement négatif total $F_n$ ou $G_{sn}$ est calculé :

$$G_{sn} ou\ F_n(\infty) = \sum_{n}^{i=h} F_{nj}(z_i) \cdot \Delta z_i$$

Le calcul sera limité par la plus faible des hauteurs $h_1$ et $h_2$.

- $h_2$ correspond au niveau où le tassement restant à acquérir par le sol après exécution de la fondation, calculé sans tenir compte de celle-ci, devient égal à B/100.

- $h_1$ est à saisir par l'utilisateur, il peut être calculé à l'aide du module de calcul sous remblai, qui se trouve dans le module fondation superficielle.

## 6.2 Calcul sur un élément de fondation au sein d'un groupe

Pour cela il faut calculer un $F_n(b)$ ou $G_{sn}(b)$ qui représente la valeur du frottement négatif sur l'élément considéré, supposé au sein d'un groupe illimité d'éléments identiques.

Le principe de calcul est le même que pour un pieu isolé. Les expressions de $F_n(b)$ et de la contrainte $\sigma'_v(z)$ correspondante sont celles relatives à l'élément isolé, dans lesquelles $\mu(\lambda)$ est remplacé par $\mu(\lambda,b)$ dont la valeur est la suivante :

Si $\lambda \neq 0$

$$\mu(\lambda, b) = \frac{\lambda^2}{1 + \lambda - \left(1 + \frac{\lambda \cdot b}{R}\right) \cdot e^{-\lambda \frac{b-R}{R}}}$$

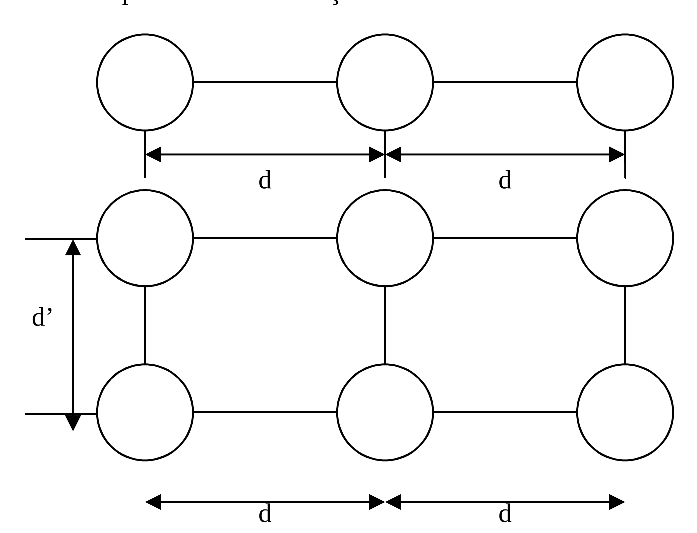
Si $\lambda = 0$

$$\mu(\lambda, b) = \frac{2}{\left(\frac{b}{R}\right) - 1}$$

Avec b rayon du volume cylindrique de sol entourant le pieu définit de la façon suivante :

File unique : $b = \frac{d}{\sqrt{\pi}}$

Plusieurs files : $b = \sqrt{\frac{d \cdot d'}{\pi}}$

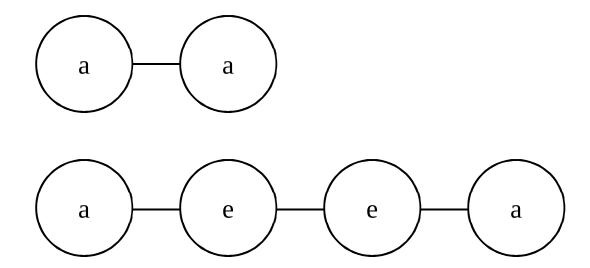



Avec :
- d, entraxe des éléments de fondation d'une même file.
- d', entraxe des éléments de fondations des files voisines.

La valeur de $F_n(b)$ est bornée supérieurement par $\pi.b^2.q_0$ où $q_0$ est la surcharge uniforme à la surface du TN.

## 6.2.1 *File unique*

Les éléments d'extrémité de la file sont repérés par l'indice a, les autres éléments portent l'indice e, suivant le schéma suivant :



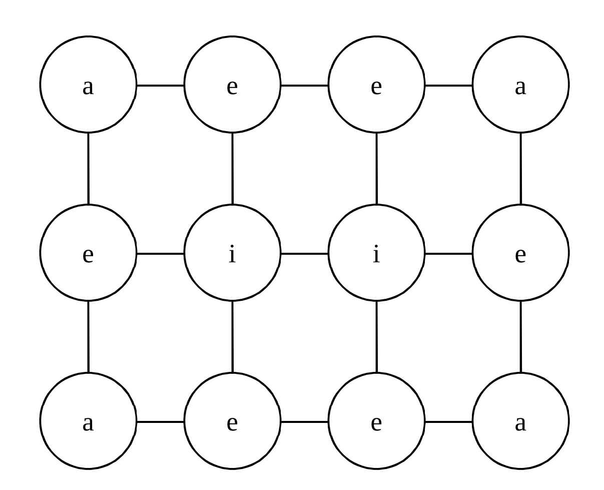

La valeur du frottement négatif sur chaque type d'éléments est donnée par :

$$F_{na} = \frac{1}{3} \cdot F_n(b) + \frac{2}{3} \cdot F_n(\infty)$$

$$F_{ne} = \frac{2}{3} \cdot F_n(b) + \frac{1}{3} \cdot F_n(\infty)$$

## 6.2.2 *Plusieurs files*

Les éléments d'angle sont repérés par l'indice a, ceux de la frontière du groupe par l'indice e et les éléments intérieurs au groupe par l'indice selon le schéma ci-dessous.




La valeur du frottement négatif sur chaque type d'éléments est donnée par :

$$F_{na} = \frac{7}{12} \cdot F_n(b) + \frac{5}{12} \cdot F_n(\infty)$$

$$F_{ne} = \frac{5}{6} \cdot F_n(b) + \frac{1}{6} \cdot F_n(\infty)$$

$$F_{ni} = F_n(b)$$

# 7. Vérification des caractéristiques du béton :

## 7.1 Selon le fascicule 62 Titre V :

Calcul de la résistance conventionnelle:

$$f_c = \frac{\min\{f_{c28}; f_{clim}\}}{k_1 \cdot k_2}$$

Avec :

- $f_{c28}$ résistance caractéristique du béton à 28 jours (donnée par l'utilisateur)
- $f_{clim}$ résistance limite du béton donnée par la tableau ci-après
- $k_1$ coefficient  tenant compte du mode de mise en place dans le sol cf. la tableau ci-après :

| Groupe A | $f_{clim}$ | $k_1$ |
|---|---|---|
| Pieux ou parois préfabriqués mise en place par forage | $f_{c28}$ | 1,00 |
| Pieux tubulaires précontraints | 30 MPa | 1,15 |
| Pieux préfabriqués battus en béton armé | 30 MPa | 1,15 |
| Puits avec béton vibré | $f_{c28}$ | 1,00 |
| Puits avec béton non vibré | $f_{c28}$ | 1,20 |

| Groupe B | | $f_{clim}$ | $k_1$ |
|---|---|---|---|
| Pieux battus pilonnés | | 25 MPa | 1,20 |
| Pieux battus moulés | | 25 MPa | 1,20 |
| Pieux et barrettes forés simples | | 25 MPa | 1,20 |
| Pieux forés tubés | Bétonnés à sec | 25 MPa | 1,10 |
| | Bétonnés sous l'eau | 25 MPa | 1,20 |
| Pieux forés à la tarière creuse | Type 1 | 25 MPa | 1,50 |
| | Type 2 | 25 MPa | 1,20 |
| | Type 3 | 25 MPa | 1,05 |
| Pieux et barrettes bétonnées sous boue, parois moulées | | 25 MPa | 1,20 |

- $k_2$ coefficient  tenant des difficultés de bétonnage liées à la géométrie :

  Eléments du groupe A :

  $$k_2 = 1{,}00$$

  Eléments du groupe B :

  - dont le rapport de la plus petite dimension nominale d (m) à la longueur est inférieur à 1/20:
    $$k_2 = 1{,}05$$
  - dont la plus petite dimension nominale d est inférieure à 0,60 m :
    $$k_2 = 1{,}30 - (d/2)$$
  - réunissant les deux conditions précédentes :
    $$k_2 = 1{,}35 - (d/2)$$
  - autres cas :
    $$k_2 = 1{,}00$$

Résistance à la traction :

$$f_t = 0{,}6 + 0{,}06 \cdot f_c$$

Modules de déformation longitudinale du béton :

- Instantanée :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_c}$$

- Différé :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_c}$$

Contrainte moyenne de compression du béton sur la surface comprimée à l'ELS :

$$\sigma_{moy\ ELS} = 0{,}3 \cdot f_c$$

Contrainte maximale de compression du béton sur la surface comprimée à l'ELS :

$$\sigma_{max\ ELS} = 0{,}6 \cdot f_c$$

Effort maximal de compression :

$$N_{ELS} = \sigma_{moy\ ELS} \cdot A$$

Avec A  aire de la section du pieu.

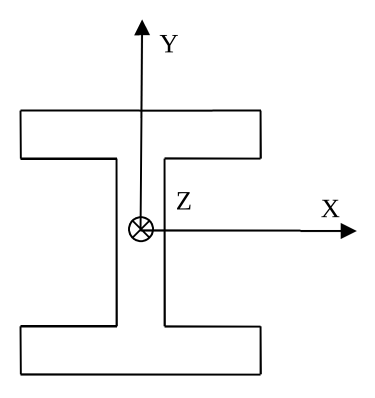
# GROUPE DE PIEUX

## 1. Calcul de la matrice de Rigidité S

Dans un premier temps, il faut calculer la matrice de rigidité de chaque pieu pour chaque cas de charge.

La matrice de rigidité est donnée dans le repère lié au pieu (X,Y,Z) et se présente comme suit :

$$S = \begin{bmatrix} \frac{P_z}{\delta_z} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{P_y}{\delta_y} & 0 & 0 & 0 & \frac{P'_y}{\theta_x} \\ 0 & 0 & \frac{P_x}{\delta_x} & 0 & -\frac{P'_x}{\theta_y} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{2{,}5 \cdot G' \cdot I_t}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{M'_y}{\delta'_x} & 0 & \frac{M_y}{\theta_y} & 0 \\ 0 & \frac{M'_x}{\delta'_y} & 0 & 0 & 0 & \frac{M_x}{\theta_x} \end{bmatrix}$$




Avec :

- $P_x$, $P_y$ et $P_z$ : efforts appliqués sur la tête du pieu respectivement suivant les axes X, Y et Z
- $M_x$ et $M_y$ : moments appliqués en tête du pieu respectivement autour des axes X et Y
- $\delta_z$ : déplacement vertical de la tête du pieu, sous l'effort $P_z$.
- $\delta_x$ et $\delta_y$ : déplacements horizontaux respectivement suivant les axes X et Y de la tête du pieu, sous les efforts $P_x$ , $P_y$ : lorsque les rotations en tête sont nulles.
- $\theta_x$ et $\theta_y$ : rotations de la tête du pieu respectivement autour des axes X et Y, pour les Moments $M_x$ et $M_y$, lorsque les déplacements en tête sont nuls.
- $P'_x$ et $P'_y$ : efforts appliqués sur la tête du pieu respectivement suivant l'axe X et Y produits par les moments $M_x$ et $M_y$ : avec des déplacements nuls en tête du pieu
- $M'_x$ et $M'_y$ : moments appliqués en tête du pieu respectivement autour des axes X et Y produits par les efforts $P_x$ et $P_y$ : avec des rotations nulles en tête du pieu.

Les efforts $P_x$, $P_y$ et $P_z$ et les moments $M_x$ et $M_y$ sont estimés par le calcul de la matrice de rigidité en divisant les efforts et moments de la combinaison par le nombre de pieux du groupe et en prenant en compte l'excentrement et les différents angles du pieu.

Les efforts sont en kN et les moments kN.m.

G' module de cisaillement :

$$G' = \frac{E}{2 \cdot (1 + \mu)}$$

Avec :
- E (kPa) : module de Young du pieu
- $\mu$ : coefficient de poisson du pieu

Normalement, les coefficients $M'_x/\delta_y$ et $P'_y/\theta_x$ respectivement $M'_y/\delta_x$ $M'_y/\delta_x$ et $P'_x/\theta_y$ doivent être égaux, la moyenne des deux valeurs calculées est donc retenue.

## 1.1 Calcul du déplacement axial δz dans l'axe du pieu:

Pour cela nous calculons le tassement en utilisant la méthode de Frank et Zhao (cf. paragraphe sur le tassement). S'il n'y a pas convergence de la méthode de Frank et Zhao, la rigidité axiale du pieu correspond à l'élément [1,1] = $P_z/\delta_z$ de la matrice de rigidité S, qui sera calculée :

$$S[1,1] = \frac{\lambda \cdot A \cdot E}{L}$$

Avec :
- λ : facteur de forme, entré par l'utilisateur
- A : aire du pieu (m²)
- L : longueur de pieu (m)
- E : module de Young (kPa)

Pour un pieu « élastique » λ = 1.

## 1.2 Calcul des déplacements horizontaux δy et δx :

Pour le calcul des déplacements en tête, nous utilisons une méthode de calcul aux différences finis de pieu avec prise en compte de loi de mobilisation de réaction frontale non-linéaire.

Il est nécessaire de donner l'effort en tête suivant l'axe X ou Y, ainsi que les moments d'inertie en X et Y.

Pour ce calcul, il est nécessaire de donner le comportement transversal du sol pour chaque couche.

Ce comportant transversal est décomposé en une réaction frontale et réaction tangentielle.

- Réaction frontale

Pour chaque couche de sol une loi de mobilisation de la réaction frontale en fonction du déplacement latéral δ du pieu définie par le diagramme ci-dessous :

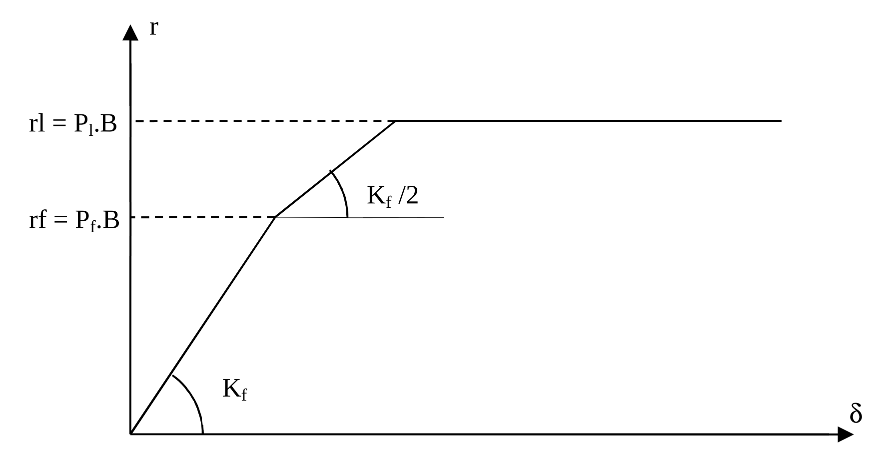



Diagramme d'interaction de la loi de mobilisation par des sollicitations de courte durée.

Avec :

- $p_l$ pression limite définie par les données du sol
- $p_f$ pression de fluage définie par les données du sol
- $K_f$ module de réaction du sol donné dans le fascicule 62 Titre V Annexe C5 pour des sollicitations de courte durée :

Si B≥0,6 m

$$K_f = \frac{12 \cdot E_m}{\frac{4}{3} \cdot \frac{0,6}{B} \cdot \left(2,65 \cdot \frac{B}{0,6}\right)^{\alpha} + \alpha}$$

Si B ≤ 0,6 m

$$K_f = \frac{12 \cdot E_m}{\frac{4}{3} \cdot (2,65)^{\alpha} + \alpha}$$

Avec :

- $\alpha$ est un coefficient caractérisant le sol, donné par les tableaux suivants
- $E_m$ est le module pressiométrique
- B est le diamètre du pieu.

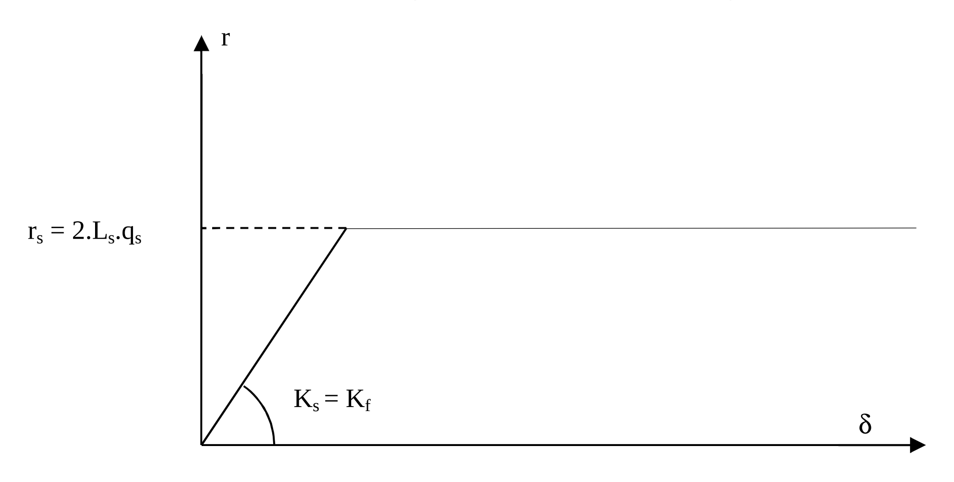
| | Tourbe | Argile | | Limon | | Sable | | Grave | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| TYPE | α | $E_M/p_l$ | α | $E_M/p_l$ | α | $E_M/p_l$ | α | $E_M/p_l$ | α |
| Surconsolidé ou très serré | - | >16 | 1 | >14 | 2/3 | >12 | 1/2 | >10 | 1/3 |
| Normalement consolidé ou normalement serré | 1 | 9-16 | 2/3 | 8-14 | 1/2 | 7-12 | 1/3 | 6-10 | 1/4 |
| Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche | - | 7-9 | 1/2 | 5-8 | 1/2 | 5-7 | 1-3 | | - |

| Rocher | |
|---|---|
| TYPE | α |
| Très peu fracturé | 2/3 |
| Normal | 1/2 |
| Très fracturé | 1/3 |
| Très altéré | 2/3 |

Si les sollicitations sont de longue durée alors la valeur de $K_f$ sera divisée par deux.

- Réaction tangentielle :

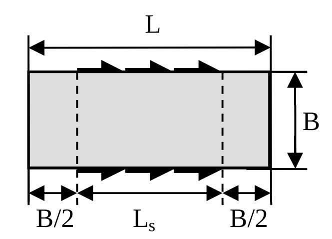
La loi de mobilisation de la réaction tangentielle est définie par le diagramme ci-dessous :

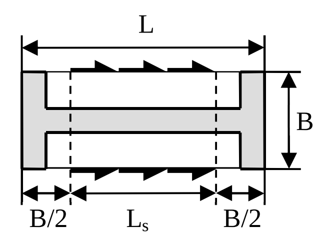



Avec :

- $q_s$ : frottement latéral unitaire limite.
- $L_s$ : longueur sur laquelle est calculé le frottement latéral, selon les schémas ci-dessous :

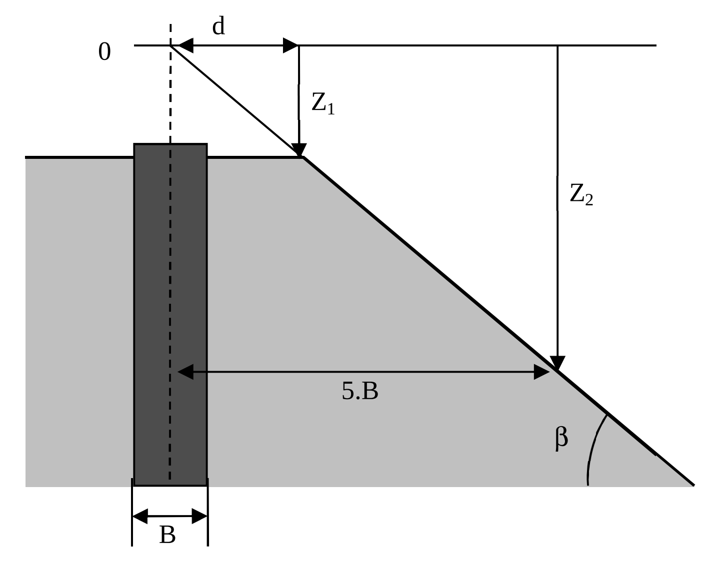
$$L_s = L - B$$




- $K_s$ : module de réaction du sol, égal au module de réaction frontale $K_f$.

Dans le cas de présence d'un talus les valeurs de $r_s$, $r_f$ et $r_l$ seront pondérées comme suit :




Entre $Z_1$ et $Z_2$ les paliers plastiques varient linéairement de la façon suivante :

$$r_s = \frac{r_s}{Z_2} \cdot (Z_1 + z)$$

- Réaction globale (réaction frontale + réaction tangentielle) :

La loi de mobilisation de la réaction globale est la somme de la réaction frontale et de la réaction tangentielle définie ci-dessous :

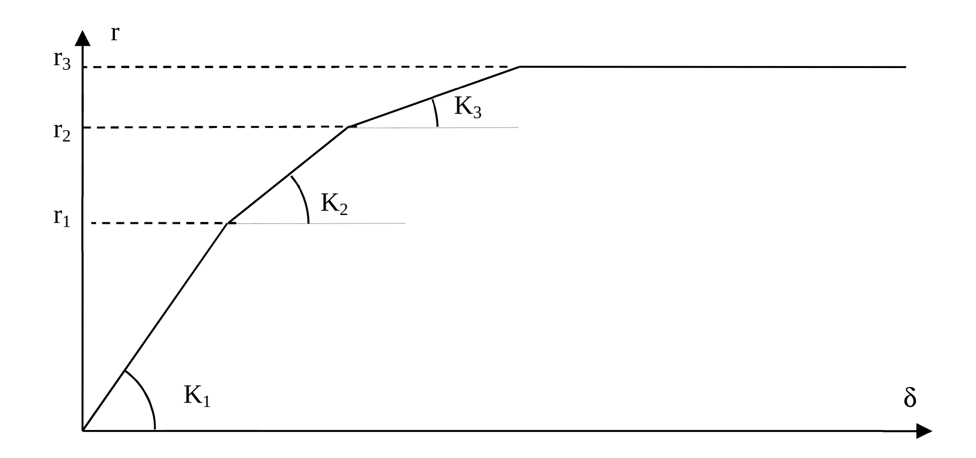



Diagramme global résultant pour des sollicitations de courte durée.

3 cas sont donc possibles :

Cas 1 : $r_s \leq r_f$

$$K_1 = 2 \cdot K_f \quad r_1 = 2 \cdot r_s$$
$$K_2 = K_f \quad r_2 = r_s + r_f$$
$$K_3 = \frac{1}{2} \cdot K_f \quad r_3 = r_s + r_l$$

Cas 2 : $r_f < r_s \; et \; \frac{r_s}{K_f} \leq \frac{r_l}{K_f}$

$$K_1 = 2 \cdot K_f \quad r_1 = 2 \cdot r_f$$
$$K_2 = \frac{3}{2} \cdot K_f \quad r_2 = \frac{1}{2} \cdot r_f + \frac{3}{2} \cdot r_s$$
$$K_3 = \frac{1}{2} \cdot K_f \quad r_3 = r_s + r_l$$

Cas 2 : $r_f < r_s \; et \; \frac{r_s}{K_f} > \frac{r_l}{K_f}$

$$K_1 = 2 \cdot K_f \quad r_1 = 2 \cdot r_f$$
$$K_2 = \frac{3}{2} \cdot K_f \quad r_2 = \frac{1}{2} \cdot r_f + \frac{3}{2} \cdot r_l$$
$$K_3 = \frac{1}{2} \cdot K_f \quad r_3 = r_s + r_f$$

Pour les zones proches de la surface, le module de réaction du sol et la valeur de palier sont minorés sur une profondeur $Z_c$.

$Z_c$ = 2.B si le sous la fondation est cohérent et $Z_c$ = 4.B si le sol est frottant.

Quand z < $Z_c$ alors les paliers seront :

$$r = 0{,}5 \cdot \left(1 + \frac{z}{Z_c}\right)$$



GEOS INGENIEURS CONSEILS
GENIE CIVIL GEOTECHNIQUE HYDRAULIQUE

## 1.3 Calcul des rotations θx et θy:

On utilise la même méthode que précédemment en imposant les moments en tête.

# 2. Calcul de la décomposition des efforts.

On pose :

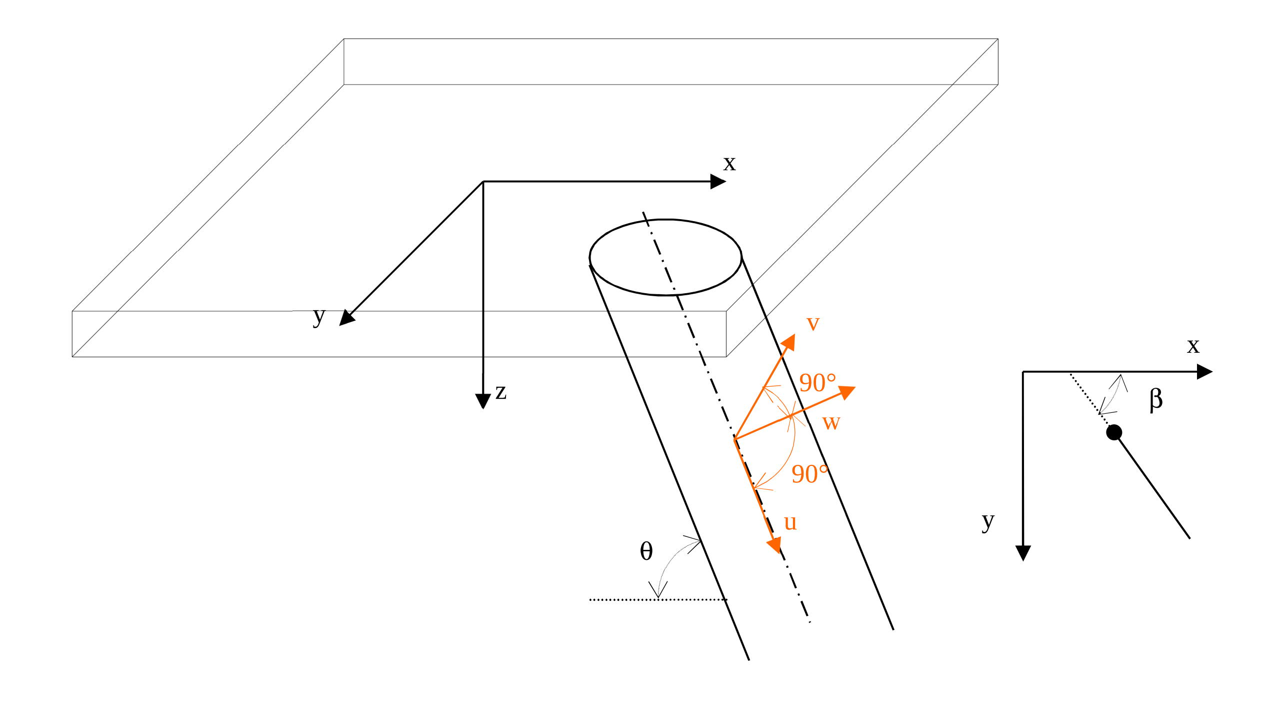
- [F] : torseur des efforts dans le repère global xyz
- [P] : torseur des efforts dans le repère local du pieu uvw
- [A] : matrice de transfert entre chaque repère pour chaque pieu
- [e] : matrice représentant le déplacement du pieu dans le repère local du pieu uvw
- [X] : matrice représentant le déplacement dans le repère global xyz

$$[P] = \begin{bmatrix} P'_x \\ P'_y \\ P'_z \\ M'_x \\ M'_x \\ M'_x \end{bmatrix} = [A] \cdot [F]$$

$$= \begin{bmatrix} \cos\theta \cdot \cos\beta & \sin\beta & \sin\theta \cdot \cos\beta & 0 & 0 & 0 \\ \cos\theta \cdot \sin\beta & -\cos\beta & \sin\theta \cdot \sin\beta & 0 & 0 & 0 \\ \sin\theta & 0 & -\cos\theta & 0 & 0 & 0 \\ Y \cdot \sin\theta - Z \cdot \cos\theta \cdot \sin\beta & Z \cdot \cos\beta & Y \cdot \cos\theta - Z \cdot \sin\theta \cdot \sin\beta & \cos\theta \cdot \cos\beta & \sin\beta & \sin\theta \cdot \cos\beta \\ Z \cdot \cos\theta \cdot \cos\beta - X \cdot \sin\theta & Z \cdot \sin\beta & Z \cdot \sin\theta \cdot \cos\beta + X \cdot \cos\theta & \cos\theta \cdot \sin\beta & -\cos\beta & \sin\theta \cdot \sin\beta \\ X \cdot \cos\theta \cdot \sin\beta - Y \cdot \cos\theta \cdot \cos\beta & -Y \cdot \sin\beta - X \cdot \cos\beta & X \cdot \sin\theta \cdot \sin\beta - Y \cdot \sin\theta \cdot \cos\beta & \sin\theta & 0 & -\cos\theta \end{bmatrix}$$

Avec :

- θ est l'angle que fait le pieu avec l'horizontale
- β est l'angle du pieu projeté sur l'axe x
- X, Y et Z sont les coordonnées de la position de la tête du pieu dans le repère global xyz






On a :

$$[e] = [A]^T \cdot [X]$$

$$[F] = [S] \cdot [e] = [S] \cdot [A]^T \cdot [X]$$

$$[P] = [S] \cdot [A]^T \cdot [S] \cdot [X]$$

Ce qui va permettre de calculer le déplacement en tête de chaque pieu selon le calcul matriciel.

$$[e] = [A] \cdot ([S] \cdot [A]^T \cdot [S])^{-1} \cdot [P]$$

Et les efforts en tête de pieu :

$$[F] = [S] \cdot [e]$$

# COLONNES BALLASTEES

## 1. Capacité portante

### 1.1 Recommandations COPREC-SOFFONS :

La contrainte de rupture par expansion latérale ($q_{re}$) est donnée par :

$$q_{re} = \tan^2\left(\frac{pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) \cdot p_{le}^*$$

Avec :

- $\varphi'_c$ est l'angle de frottement inter granulaire de la colonne
- $p_{le}$* est la pression limite nette équivalente, calculée comme pour les semelles, sur une profondeur égale à 1.5 fois le diamètre de la colonne.
-

Les contraintes admissibles à l'ELS et à l'ELU sont ensuite calculées de la façon suivante :

$$q_{aELS} = \min\left(0{,}8\ MPa; \frac{q_{re}}{2}\right)$$

$$q_{aELU} = \frac{q_{re}}{1{,}5}$$

### 1.2 Méthode du modèle homogène équivalent (colonnes sous semelle) :

Les valeurs des données du modèle ($E_{Me}$, $Pl_e$*, $\alpha_e$), à chaque profondeur, sont déterminées par :

$$E_{Me} = \frac{A_s \cdot E_{Ms} \cdot R_{Em} + A_c \cdot E_{Mc}}{A}$$

$$P_{le}^* = \frac{A_s \cdot P_{ls}^* \cdot R_{Em} + A_c \cdot P_{lc}^*}{A}$$

$$\alpha_e = \frac{A_s \cdot \alpha_s + A_c \cdot \alpha_c}{A}$$

Avec :

- A, l'aire totale de la maille comprenant la colonne
- $A_c$, la section de la colonne
- $A_s$, l'aire du sol dans la maille ( = A – $A_c$)
- $E_{Ms}$, le module pressiométrique du sol
- $E_{Mc}$, le module pressiométrique de la colonne
- $pl_s$*, la pression limite du sol
- $pl_c$*, la pression limite de la colonne
- $\alpha_s$, le coefficient rhéologique du sol
- $\alpha_c$, le coefficient rhéologique de la colonne

A partir de ce modèle homogène équivalent, la capacité portante est calculée par la méthode du DTU pour les essais pressiométriques (cf. modules fondations superficielles).

## 1.3 Méthode FHWA

Calcul de la contrainte maximale dans la colonne avec la formule suivante (celle-ci sera comparé à la contrainte admissible $q_{aELS}$ calculée précédemment) :

$$\sigma_c(z) = \Delta\sigma(z) \cdot \frac{N(z)}{1 + (N(z) - 1) \cdot A_s}$$

Avec :

- N(z) le coefficient de concentration des contraintes

$$N(z) = \frac{E_{coedo}}{1{,}6 \cdot R_{Em} \cdot \frac{E_{m(z)}}{\alpha(z)}}$$

- $E_{coedo}$ module œdométrique de la colonne
- $R_{Em}$ coefficient d'amélioration des caractéristiques du sol en place dû à la réalisation des colonnes ballastées par refoulement.
- $E_m(z)$ module pressiométrique du sol à la profondeur z
- α coefficient rhéologique du sol à la profondeur z
- $A_s$ aire du sol dans la maille :

$$A_s = A - A_c$$

- A l'aire totale de la maille comprenant la colonne
- $A_c$ section de la colonne
- Δσ(z) accroissement de la contrainte à la profondeur z dû à la surcharge.

La contrainte dans le sol sera calculée par la formule :

$$\sigma_s(z) = \Delta\sigma(z) \cdot \frac{1}{1 + (N(z) - 1) \cdot As}$$

## 1.4 Méthode de Priebe (Colonne sous radier)

On cherche à vérifier dans cette méthode que la contrainte dans la colonne $\sigma_c$ est inférieure à la contrainte admissible $q_{aELS}$ calculée précédemment.

La valeur de la contrainte dans la colonne est donnée par :

$$\sigma_c = \frac{\sigma \cdot A - \sigma / n_0 \cdot A_s}{A_c}$$

Avec :

- A, l'aire totale de la maille comprenant la colonne
- $A_c$, la section de la colonne
- As, l'aire du sol dans la maille $A_s = A - A_c$
- σ, la contrainte appliquée en tête de la colonne,
- n0, le facteur d'amélioration moyen de la colonne :

$$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left[ \left( \frac{0{,}5 + f(\nu_c, A_c/A)}{K_{ac} \cdot f(\nu_c, A_c/A)} - 1 \right) \right]$$

Avec $K_{aC}$ coefficient de poussée de la colonne sur le sol :

$$K_{ac} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c}{2}\right)$$

$$f(\nu_c, A_c/A) = \frac{(1 - \nu_c) \cdot (1 - A_c/A)}{1 - 2 \cdot \nu_c + A_c/A}$$

- $\nu_c$ coefficient de poisson de la colonne
- $\varphi_c$ angle de frottement inter granulaire de la colonne

Pour les radiers, l'aire A de la maille comprenant la colonne est déterminée suivant le type de maillage, et la taille m de la maille, comme suit :

- maille triangulaire :

$$A = \frac{\pi \cdot (1{,}05 \cdot m)^2}{4}$$

- maille carrée :

$$A = \frac{\pi \cdot (1{,}13 \cdot m)^2}{4}$$

- maille hexagonale :

$$A = \frac{\pi \cdot (1{,}29 \cdot m)^2}{4}$$

# 2. Tassements

## 2.1 Calcul des tassements pour des colonnes sous radier

### *2.1.1 Tassements avant traitement*

Le tassement avant traitement $S_0$ est donné par :

$$S_0 = \sigma \cdot \int_D^{D+h_c} \frac{\alpha(z)}{E_M(z)} \cdot dz$$

Avec :
- σ : contrainte appliquée
- $\alpha$ : coefficient rhéologique
- $E_M$ : module pressiométrique
- $h_c$ : hauteur de la colonne
- D encastrement de la colonne

Dans le cas de colonnes flottantes, il est calculé aussi le tassement entre la base de la colonne et le substratum de la même manière, le tassement total sera ainsi la somme des deux tassements calculés.

### *2.1.2 Tassements par la méthode de Priebe*

Le tassement $S_f$ calculé par la méthode de Priebe est donné par :

$$S_f = \sigma \cdot \int_D^{D+h_c} \frac{\alpha(z)}{E_M(z) \cdot n_1(z) \cdot f_z(z)} \cdot dz$$

Avec :
- σ : contrainte appliquée
- α(z) : coefficient rhéologique
- $E_M(z)$ : module pressiométrique du sol amélioré
- $h_c$ : hauteur de la colonne
- $n_1(z)$ : facteur d'amélioration
- $f_z(z)$ : facteur de profondeur

Le facteur d'amélioration $n_1$ est calculé comme suit, pour une couche donnée :

$$n_1 = 1 + \frac{\overline{A_c}}{A} \cdot \left[\left(\frac{0,5 + f\left(\nu_c, \overline{A_c/A}\right)}{K_{ac} \cdot f\left(\nu_c, \overline{A_c/A}\right)} - 1\right)\right]$$

Avec :

$\overline{A_c/A}$, le rapport des sections corrigé, donné par :

$$\frac{\overline{A_c}}{A} = \frac{1}{A/A_c + \Delta(A/A_c)}$$

- $\Delta(A/A_c)$ accroissement de la section de la colonne, donné par
$$\Delta(A/A_c) = (A/A_c)_1 - 1$$
- $(A/A_c)_1$ est déterminé de manière itérative pour que le rapport $n_0$ (facteur d'amélioration basique) soit égal au rapport $E_{coedo} \,/\, E_{soedo}$

$K_{ac}$, le coefficient de poussée du ballast, donné par :

$$K_{ac} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c}{2}\right)$$

f : fonction du coefficient de Poisson $\nu_s$ et du rapport des sections corrigé, définie par :

$$f\left(\nu_c, \overline{A_c/A}\right) = \frac{(1-\nu_c) \cdot \left(1 - \overline{A_c/A}\right)}{1 - 2 \cdot \nu_c + \overline{A_c/A}}$$

La valeur du facteur de profondeur $f_z$ à la profondeur z est quant à elle donnée par :

$$f_z(z) = \frac{1}{1 - y \cdot \frac{\sigma'_{v0}(z)}{\sigma}}$$

Avec : y, le coefficient d'influence, donné par :

$$y = \frac{1 - K_{0c}}{K_{0c}} \cdot \frac{\overline{A_c/A} + \left(f\left(\nu_c, \overline{A_c/A}\right) \cdot K_{ac} \cdot \left(1 - \overline{A_c/A}\right)\right)}{0,5 + f\left(\nu_c, \overline{A_c/A}\right)}$$

$$K_{0c} = 1 - \sin \varphi_c$$

σ, la contrainte appliquée

$\sigma'_{v0}$, la contrainte effective du sol à la profondeur z

On s'assure en outre que :

$$1 \le f_z(z) \le \frac{0,5 + f\left(\nu_c, \overline{A_c/A}\right)}{K_{ac} \cdot f\left(\nu_c, \overline{A_c/A}\right)} \cdot \frac{E_{coedo}}{E_{soedo}}$$

Avec $E_{coedo}$ le module œdométrique de la colonne

$E_{soedo}$ le module œdométrique du sol, après amélioration

On s'assure aussi que

$$n_1 \cdot f_z(z) \le 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left(\frac{E_{coedo}}{E_{soedeo}} - 1\right)$$

### 2.1.3 *Tassements par la méthode du modèle homogène équivalent*

Ici, on détermine le tassement $S_f$ simplement par la formule :

$$S_f = \sigma \cdot \int_D^{D+h_c} \frac{\alpha_e(z)}{E_{Me}(z)} \cdot dz$$

Avec :

- σ, la contrainte appliquée
- $\alpha_e$, le coefficient rhéologique du modèle équivalent
- $E_{Me}$, le module pressiométrique du modèle équivalent (cf paragraphe ci-dessus)
- $h_c$, hauteur de la colonne

### 2.1.4 *Tassement par la méthode FHWA*

Dans cette méthode, pour chaque couche i, on calcule :

N(z), le coefficient de concentration des contraintes, donné par :

$$N(z) = \frac{E_{coedo}}{1{,}6 \cdot R_{Em} \cdot \frac{E_{m(z)}}{\alpha(z)}}$$

Où :

- $E_{coedo}$ est le module œdométrique de la colonne
- $R_{Em}$ est le coefficient d'amélioration des caractéristiques du sol en place dû à la réalisation des colonnes ballastées par refoulement
- $E_m(z)$ est le module pressiométrique du sol à la profondeur z
- α est le coefficient rhéologique du sol à la profondeur z

$\mu_s(z)$, la proportion de la contrainte transmise au sol, donnée par :

$$\mu_s(z) = \frac{1}{1 + (N(z) - 1) \cdot A_c}$$

avec $A_c$ la section de la colonne.

$s_t[z]/s[z]$, le rapport du tassement après amélioration sur le tassement avant amélioration, pour la couche considérée :

$$\frac{s_t(z)}{s(z)} = \frac{\log_{10}\left(\frac{\sigma'_{v0}(z) + \mu_s(z) \cdot \sigma}{\sigma'_{v0}(z)}\right)}{\log_{10}\left(\frac{\sigma'_{v0}(z) + \sigma}{\sigma'_{v0}(z)}\right)}$$

s(z), le tassement sans prise en compte de la colonne ballastée :

$$s(z) = \frac{\Delta\sigma(z) \cdot \alpha(z) \cdot h}{E_M(z)}$$

Où :

- Δσ est l'accroissement de contrainte à la profondeur considérée
- h est l'épaisseur de la couche
- $E_M$ est le module pressiométrique du sol, après amélioration
- $S_t(z)$, le tassement avec prise en compte de la colonne, pour la couche considérée

Le tassement final Sf est obtenu par :

$$S_f = \int_D^{D+h_c} \frac{s_t(z)}{s(z)} \cdot s(z) \cdot dz$$

## 2.2 Calcul des tassements pour des colonnes sous une semelle

Pour chacun des cas, le tassement sous la base de la colonne. Ce tassement sera ajouté à toutes les méthodes décrites ci-dessous.

Ce tassement est calculé par la méthode du modèle homogène équivalent, en deux phases :
- calcul en considérant toute la hauteur de sol
- calcul sans considérer le sol sous la colonne.

Le tassement sous la colonne sera donc la différence entre ces deux valeurs.

### *2.2.1 Tassements par la méthode du modèle homogène équivalent*

Identique au calcul sous radier

### *2.2.2 Tassements par la méthode COPREC-SOFFONS*

Dans cette méthode, on commence par calculer le tassement sans traitement $S_{f0}$, de la même façon que pour les fondations superficielles avec essais pressiométriques.

On détermine ainsi la raideur du sol $k_s$, par :

$$k_s = \frac{\sigma}{S_{f0}}$$

Avec σ la charge appliquée.

On calcule ensuite la raideur de la colonne $k_c$, par :

$$k_c = \frac{E_{col}}{H}$$

Avec :
- $H = \min(1{,}5 \cdot B\,; L_c)$
- Où B est la largeur de la semelle
- $L_c$ est la longueur de la colonne
- $E_{col}$ le module de Young de la colonne

On peut alors calculer la raideur de l'ensemble k grâce à la formule suivante :

$$k = \frac{k_s \cdot A_s + k_c \cdot A_c}{B \cdot L}$$

Avec :
- As, l'aire de sol
- Ac, la section de la colonne
- B, la largeur de la semelle
- L, la longueur de la semelle

On en déduit finalement la contrainte dans la colonne $q_{col}$ :

$$q_{col} = \frac{\sigma}{k} \cdot k_c$$

Ainsi que le tassement de la colonne $S_{col}$ :

$$S_{col} = \frac{q_{col} \cdot H}{E_{col}}$$


GEOS INGENIEURS CONSEILS
GENIE CIVIL GEOTECHNIQUE HYDRAULIQUE

## 2.2.3 Tassements par la méthode FHWA

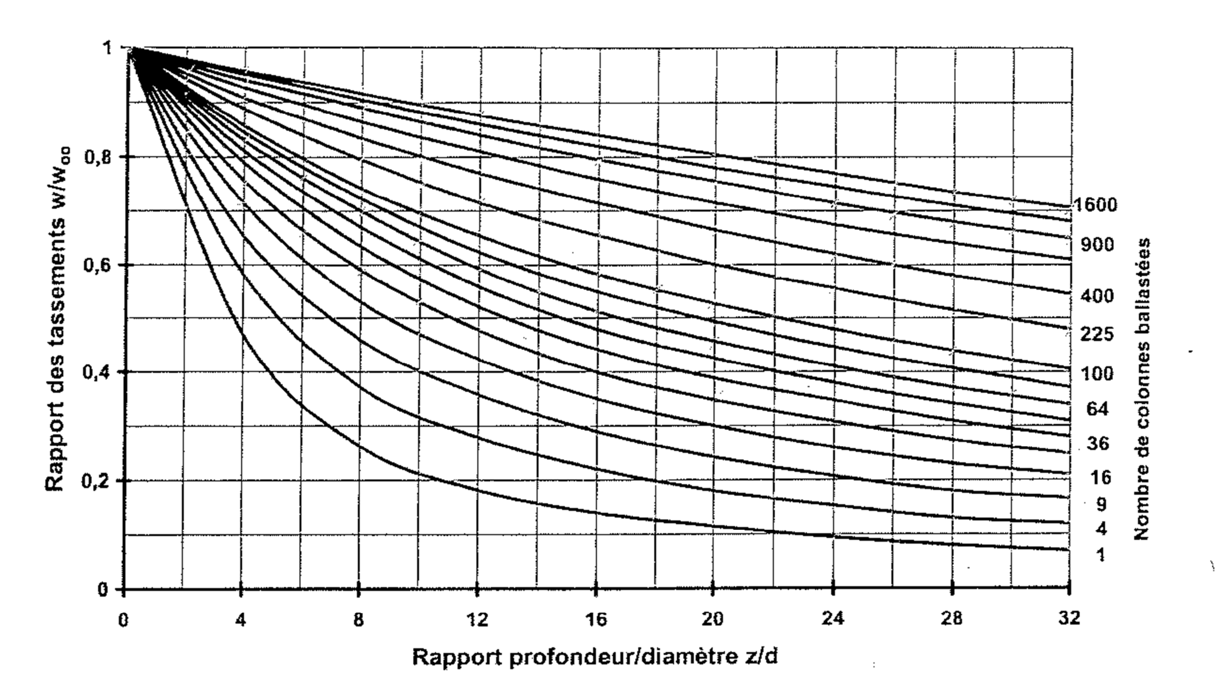
La méthode utilisée est la même que celle pour les colonnes sous radier.

## 2.2.4 Tassements par la méthode de Priebe

La méthode de calcul est la même que celle de Priebe pour les radiers, au facteur $R_w$ près, soit la formule suivante :

$$S_{fc} = \sigma \cdot \int_{D}^{D+h_c} \frac{\alpha(z)}{E_M(z) \cdot n_1(z) \cdot f_z(z) \cdot R_w(z)} \cdot dz$$

Où $R_w$ est le rapport des tassements, dont la valeur est donnée par l'abaque suivant :



# INCLUSIONS RIGIDES

## 1. Tassements

Le sol sous les inclusions rigides est considéré comme incompressible.

La première étape du calcul consiste à déterminer le tassement sans renforcement $S_0$, donné par :

$$S_0 = \sigma \cdot \int_D^{D+h_{ir}} \frac{\alpha(z)}{E_M(z)} \cdot dz$$

Avec :
- σ, la contrainte appliquée
- α, le coefficient rhéologique
- $E_M$, le module pressiométrique
- $h_{ir}$, hauteur de l'inclusion rigide

Les proportions des efforts transmises au sol et aux inclusions sont ensuite déterminées. Pour cela, les valeurs suivantes sont déterminées sous l'inclusion rigide, de la même manière que pour le calcul des tassements sous une semelle, par la méthode du Fascicule 62-Titre V :
- Ec : module pressiométrique (zone d'influence sphérique)
- Ed : module pressiométrique (zone d'influence déviatorique)
- λc et λd : coefficients de forme (l'inclusion rigide est ici considérée comme circulaire).
- αc et αd : coefficients rhéologiques (zones d'influence sphérique et déviatorique).

Ces éléments permettent le calcul du module de réaction du sol k :

$$\frac{1}{k} = \frac{40 \cdot (\lambda_d \cdot R/30)^{\alpha_d}}{3 \cdot E_d} + \frac{\alpha_c \cdot \lambda_c \cdot R}{4{,}5 \cdot E_c}$$

Avec R le rayon de l'inclusion.

Le pourcentage transmis au sol est ensuite calculé de la manière suivante :

$$\%_{sol} = \frac{100}{\left(1 + \frac{k \cdot L_{ir}}{E_{moy} \cdot (1{,}27 \cdot n^2 - 1)}\right)}$$

Avec :
- $n = \frac{m}{\phi}$ où :
  - m est la taille de la maille, (considéré comme carrée)
  - Φ le diamètre de l'inclusion
- $E_{moy}$ est la valeur moyenne harmonique du module pressiométrique, sur la hauteur de la couche compressible

Le pourcentage transmis aux inclusions est finalement donné par :

$$\%_{incl} = 100 - \%_{sol}$$

La charge $q_{incl}$ et la contrainte réelle sur l'inclusion $\sigma_{incl}$ peuvent alors être calculée de la façon suivante :

$$q_{incl} = \sigma \cdot m^2 \cdot \frac{\%_{incl}}{100}$$

$$\sigma_{incl} = \frac{q_{incl}}{\pi \cdot R^2}$$

On vérifie finalement que cette dernière valeur est bien inférieure à la contrainte maximale en compression définie pour l'inclusion.

Si ce n'est pas le cas, des itérations sur la maille sont effectuées, afin de déterminer quelle valeur permet de vérifier la condition.

# BIBLIOGRAPHIE

- DTU 13-12 (1998) AFNOR, Règles pour le calcul des fondations superficielles

- DTU 13.2 (1992). AFNOR, Fondations profondes pour le bâtiment

- Norme NF P 94-261 (2012). AFNOR, Justifications des fondations superficielles

- Norme NF P 94-262 (2012). AFNOR, Justifications des fondations profondes

- Ministère de l'équipement, du logement et des transports (1993), « Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil – Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux », Fascicule 62 – Titre V.

- DUNCAN J., « Factors of safety and reliability in Geotechnical Engineering », Journal of geotechnical and geo-environmental engineering, April 2000.

- MAGNAN J.-P., « Les méthodes statistiques et probabilistes en mécanique des sols », Presses de l'ENPC.

- Ministère de l'équipement et du logement, LCPC, SETRA (1972), « Fondations courantes d'ouvrage d'art, FOND 72 ».

- U.S.A.C.E., « Settlement Analysis », EM1110-1-1902.

- WINTERKORN & FANG, « Fondation Engineering Handbook », Ed. Van Nostrand.

- MEYERHOFF G.G. (1965), « Shallow foundations », ASCE, JSMFE n°91, n°SM2.

- BURLAND J.B. & BURBIDGE M.C. (1985), « Settlement of foundations on sand and gravel », Proc. ICE

- POULOS §6.3

- FRANK & ZHAO (Mai-Juin 1982), « Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans des sols fins », Bulletin de liaison du LCPC n°119.

- BOWLES J. E. (1988), « Foundation analysis and design », Fourth Edition.

- PRIEBE H., « Le dimensionnement des colonnes ballastées », Presses de l'ENPC.

- COPREC-SOFFONS, « Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et ouvrages sensibles au tassement.

- SOYEZ B., « Méthode de dimensionnement des colonnes ballastées », Bulletin de liaison du LCPC n°135

- DHOUIB & BLONDEAU, « Colonnes ballastées », Presses de l'ENPC.

- BARKSDALE & BACHUS, « Design & Construction of Stone Columns », Vol. I & Vol. II Appendices, FHWA/RD-83/026, Dec 1983